



Interaction sismique entre le sol et le bâti : de l'interaction sol-structure à l'interaction site-ville

Philippe Gueguen

► To cite this version:

Philippe Gueguen. Interaction sismique entre le sol et le bâti : de l'interaction sol-structure à l'interaction site-ville. Géophysique [physics.geo-ph]. Université Joseph-Fourier - Grenoble I, 2000. Français. <tel-00708072>

HAL Id: tel-00708072

<https://tel.archives-ouvertes.fr/tel-00708072>

Submitted on 14 Jun 2012

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



OBSERVATOIRE DE GRENOBLE
et
LABORATOIRE DE GÉOPHYSIQUE INTERNE ET TECTONOPHYSIQUE

Thèse

présentée par

Philippe GUEGUEN

pour obtenir le grade de

Docteur de l'Université Joseph Fourier - Grenoble I

(Arrêtés ministériels du 5 juillet 1984 et du 30 mars 1992)

Spécialité: **Géophysique - Géochimie - Géomécanique**

**Interaction sismique entre le sol et le bâti: de l'Interaction
Sol-Structure à l'Interaction Site-Ville**

Date de soutenance : 18 octobre 2000

Composition du jury:

M. M.P. Luong	rapporteur	Directeur de Recherche, CNRS
M. C. Boutin	rapporteur	Professeur à l'ENTPE, Lyon
M. P.-Y. Bard	directeur de thèse	Ingénieur en Chef, LCPC
M. J.-F. Semblat	conseiller d'études	Ingénieur de Recherche, LCPC
M. M. Campillo	président	Professeur, Université de Grenoble I
M. H. Modaressi	examinateur	Professeur Associé, Université Paris VI
M. F.J. Chavez-Garcia	invité	Chercheur, UNAM, Mexico

19 AOÛT 2003
 UJF - J. Fourier - O.S.U.G.
 MAISON DES GEOSCIENCES
 DOCUMENTATION
 B.P. 53
 F. 38041 GRENOBLE CEDEX
 Tél. 04 76 63 54 27 - Fax 04 76 51 40 58
 Mail: pialour@ujf-grenoble.fr

OBSERVATOIRE DE GRENOBLE
et
LABORATOIRE DE GÉOPHYSIQUE INTERNE ET TECTONOPHYSIQUE

Thèse

présentée par

Philippe GUEGUEN

pour obtenir le grade de

Docteur de l'Université Joseph Fourier - Grenoble I

(Arrêtés ministériels du 5 juillet 1984 et du 30 mars 1992)

Spécialité: Géophysique - Géochimie - Géomécanique

**Interaction sismique entre le sol et le bâti: de l'Interaction
Sol-Structure à l'Interaction Site-Ville**

Date de soutenance : 18 octobre 2000

Composition du jury:

M. M.P. Luong	rapporteur	Directeur de Recherche, CNRS
M. C. Boutin	rapporteur	Professeur à l'ENTPE, Lyon
M. P.-Y. Bard	directeur de thèse	Ingénieur en Chef, LCPC
M. J.-F. Semblat	conseiller d'études	Ingénieur de Recherche, LCPC
M. M. Campillo	président	Professeur, Université de Grenoble I
M. H. Modaressi	examineur	Professeur Associé, Université Paris VI
M. F.J. Chavez-Garcia	invité	Chercheur, UNAM, Mexico

10922426

Remerciements

Depuis 1994 et mon séjour au Chili, Pierre-Yves Bard a accepté de m'encadrer et de me conseiller, comme maître de stage, directeur de DEA et de thèse. J'ai apprécié ses conseils, son enthousiasme, sa disponibilité (malgré un emploi du temps bien rempli!) et surtout ses idées originales, qui m'ont permises d'étudier un aspect nouveau du risque sismique. Pierre-Yves m'a en particulier fait confiance en me proposant un financement de thèse à mon retour du service militaire. Il m'a aussi encouragé à participer à des expériences sur le terrain, à des congrès et à partir en mission à l'étranger (Grèce, Mexique...). Je tiens particulièrement à l'en remercier.

Merci au Laboratoire Central des Ponts-et-Chaussées de m'avoir financé pendant ces trois années. Merci à Jean-François Semblat d'avoir accepté d'encadrer la partie numérique de ce travail, et en particulier de m'avoir initié aux mystères de CESAR-LCPC. "Il faut rendre à César ce qui appartient à César": merci donc à Pierre Humbert, Jacques Oczkowski et Alain Dubouchet qui ont facilité l'installation de CESAR-LCPC au LGIT.

Ce travail de thèse a été validé par les membres du jury qui ont accepté de prendre du temps pour lire ce document et assister à la présentation orale: un grand merci à Minh Phon Luong et à Claude Boutin, rapporteurs, et à Hormoze Modaressi, Michel Campillo et Francisco J. Chávez-García. Je tiens à adresser un remerciement particulier à Paco pour son accueil et sa disponibilité lors de mon séjour à Mexico. J'ai pris un réel plaisir à travailler avec lui.

Je tiens également à remercier Michel Campillo de m'avoir accueilli au LGIT pendant ces trois années. Un grand MERCI à Catherine Pequegna d'avoir supporté mes exigences informatiques et de maintenir la qualité et la performance des ressources informatiques du laboratoire (Ah, les *users*...!) à un niveau nous permettant de travailler dans d'excellentes conditions. Evidemment, la *dream-team* du secrétariat, de par son efficacité et sa bonne humeur, nous facilite le travail et nous rend la vie plus agréable: merci à France, Jocelyne et Martine. Enfin, un merci général à l'ensemble du personnel permanent et aux étudiants du laboratoire pour l'accueil et les discussions scientifiques m'ayant aidé dans mon travail de recherche: un merci particulier à Anne paul, Céline Lacombe, Denis Hatzfeld, el Brito, Gaillot, Georges Poupinet, Helle Pedersen, Jean-Robert Grasso, Jérôme Noir, Michel Bouchon, Michel Dietrich, Nathalie Cotte, Philippe Cardin, Renaud Hennino, Stéphane Garambois et Xavier Dubernard.

Evidemment, je remercie l'équipe de foot du LGIT pour le défoulement et les crises de fou rire. Sans oublier Sarah, Françoise et Sophie.

Finalement, merci Christel pour ton soutien et merci Félix et Rosalie pour votre patience. Merci à mes parents de m'avoir permis de continuer mes études jusqu'à ce niveau.

Table des matières

Introduction

1	Notions et rappels élémentaires	13
1.1	Présentation sommaire de la dynamique des structures	13
1.1.1	Résolutions des problèmes de dynamique	14
1.1.2	Modèle dynamique élémentaire	15
1.2	Exemples de problèmes de dynamique	16
1.2.1	Oscillations libres	16
1.2.2	Réponse à un chargement harmonique	19
1.3	Représentation d'une structure	20
1.4	Interaction Sol-Structure (<i>ISS</i>)	22
1.4.1	Présentation générale de l' <i>ISS</i>	22
1.4.2	Etude de l' <i>ISS</i>	24
1.4.3	Les fonctions d'impédance	27
1.5	Résolution globale du système sol-structure	32
1.5.1	Oscillations libres	32
1.5.2	Chargement harmonique	33
1.6	Interaction Structure-Sol (<i>ISSt</i>)	34
1.7	Conclusions	37
2	Interaction Structure-Sol (<i>ISSt</i>)	39
2.1	Introduction	40
2.2	Experimental results	42
2.2.1	The experiment	42
2.2.2	Time domain traces	44
2.2.3	Time domain decrease and soil-structure damping	47
2.2.4	Spatial domain decay	50
2.3	Numerical computation	51
2.3.1	Generalities	51

Univ. J. Fourier - O.S.U.G.
 MAISON DES GEOSCIENCES
 DOCUMENTATION
 B.P. 53
 F. 38041 GRENOBLE CEDEX
 Tél. 04 76 63 54 27 - Fax 04 76 51 40 58
 Mail: ptalour@ujf-grenoble.fr

19 AOÛT 2003

2.3.2	The Case of Volvi	56
2.4	Conclusion and discussion	64
3	Interaction Sol-Structure (ISS)	67
3.1	Introduction	68
3.2	Description of the Volvi Euro-Seistest	70
3.2.1	The Volvi basin at the Test Site	70
3.2.2	The RC-building model	72
3.3	First experiment: Soil-structure interaction <i>SSI</i>	73
3.3.1	RC-building behavior	74
3.3.2	Inertial <i>SSI</i> effects	83
3.4	Second experiment:	
	Soil-Structure-Soil Interaction <i>SStSI</i>	92
3.4.1	Experiment	93
3.4.2	Free-field contamination: time domain	94
3.4.3	Free-field contamination: <i>F-k</i> domain	97
3.5	Conclusion	100
4	Interaction Site-Ville (ISV)	103
4.1	Introduction	104
4.2	Description of the model	105
4.2.1	Analytical model	105
4.2.2	Description of the urban model	109
4.2.3	Modeling of the foundation system	112
4.3	Results	114
4.3.1	<i>SSI</i> effects	115
4.3.2	Radiated wavefield	116
4.4	Parametric analysis of the site-city effect	119
4.4.1	Total energy of radiated wavefield	119
4.4.2	Simple analytical relation	124
4.5	Conclusion	128
4.6	APPENDIX A:	130
5	Interaction-Structure-Sol-Structure (ISStSt)	133
5.1	Introduction	134
5.2	Modélisation numérique	136
5.2.1	Formulation générale	136
5.2.2	Eléments finis en dynamique	137

5.2.3	Amortissement	138
5.2.4	Nature de la sollicitation	139
5.3	Modélisation des systèmes sol-structure	140
5.3.1	Les immeubles	140
5.3.2	Le sol	143
5.4	Effet de l' <i>ISS</i>	144
5.5	Effet de l' <i>ISSt</i>	148
5.6	Effet de l' <i>ISStSt</i>	153
5.7	Conclusions	159

Conclusion générale	163
----------------------------	------------

Bibliographie	173
----------------------	------------

Introduction

Au cours des 20 dernières années, plusieurs exemples de tremblements de terre spectaculaires ont été largement diffusés par les médias. L'opinion publique en a été fortement imprégnée. Elle y a été particulièrement sensibilisée, à travers les images des destructions et les témoignages en provenance de Mexico (1985), de Kobe (1995), de Grèce (1999), de Turquie et de la région d'Izmit (1999) ou de Taiwan (1999). Dans tous les cas, la surprise de la population bien sûr, mais surtout de la communauté scientifique, ont révélé un constat inquiétant: même si la prédiction des séismes n'est pas d'actualité, ces crises ont montré l'importance des lacunes qui restent à combler pour améliorer la connaissance des phénomènes naturels. Il semble donc primordial de connaître leur dangerosité, leur potentialité ainsi que leurs effets éventuels sur les populations.

Mais surtout, alors qu'ils affectèrent des zones qui avaient déjà subi, plus ou moins récemment, des tremblements de terre, les éléments urbains ne semblaient pas avoir intégré l'aspect sismique: des constructions mal adaptées, une population mal informée, des cellules de crise mal préparées... Pour estimer globalement l'impact d'un séisme, il convient alors de caractériser non seulement le phénomène naturel mais aussi l'environnement anthropique qui lui est associé: c'est l'objectif des analyses de risque sismique.

Qu'il soit hydraulique, volcanique, sismique ou plus généralement naturel, le risque est défini à l'aide de deux paramètres:

1. l'aléa, qui caractérise l'événement naturel par ses paramètres fondamentaux et sa distribution spatiale sur la zone d'étude;
2. la vulnérabilité, définie comme la sensibilité du milieu face à la réalisation de l'aléa.

Le risque est alors représenté par la relation:

$$\text{RISQUE} = \text{ALEA} \times \text{VULNERABILITE}$$

On ne peut pertinemment estimer la vulnérabilité que si l'aléa existe car, sinon, le risque est nul.

Dans le cas du risque sismique, l'aléa représente le séisme. Il est essentiellement défini par son occurrence (ou période de retour), sa localisation (liée à la tectonique), sa puissance (ou magnitude), sa durée (qui dépend de la fonction source et de la propagation), le milieu que les ondes émises traverseront (ou propagation) et, en bout de chaîne, par les phénomènes locaux d'amplification ou d'atténuation du mouvement sismique (ou effets de site). Pour une bonne estimation de l'aléa, chaque élément de l'aléa doit être défini avec soin pour ne pas sous-estimer le risque. Dans les cas des tremblements de terre de Mexico (1985) et de Kobe (1995), les effets locaux et la tectonique avaient respectivement été sinon négligés, du moins mal appréciés.

Si aléa il y a, la vulnérabilité sismique représente alors la réponse, au sens large, du milieu urbain. Elle doit tenir compte du comportement "physique" du bâti (les bâtiments, les ponts, les usines, les ports, les réseaux...) mais aussi du degré de préparation de la population, de la capacité des décideurs et des institutions civiles à réagir à la crise sismique. Face à la réalisation d'un aléa identique, les vulnérabilités d'un pays industrialisé (États-Unis, Japon, Europe...) ou d'un pays en voie de développement (Inde, Turquie, Equateur...) seront très différentes.

Depuis quelques années, de nouvelles approches a priori du risque sismique se sont développées. Les scénarios sismiques (e.g., EPN et al., 1994; Chatelain et al., 1995; Faccioli, 1999; Mouroux et al., 2000) prédisent l'impact urbain, social et économique du tremblement de terre sur la ville. Certains (EPN et al., 1994) vont même plus loin. Ils proposent une estimation du temps nécessaire au retour à une situation normale, avant séisme. Ils sont élaborés sur des bases statistiques à peu près fiables. Leur principal intérêt est de proposer aux décideurs une représentation didactique du risque qui puisse leur permettre de mieux appréhender son importance. Là encore, l'aléa et la vulnérabilité se doivent d'être correctement estimés, sans négliger ne serait-ce qu'une seule de leur composante. Pourtant, la plupart du temps, les analyses du risque se déroulent en deux étapes distinctes, la première abordant l'aléa et la seconde la vulnérabilité. Elles ne tiennent pas compte des éventuelles interactions croisées qui peuvent exister. Par exemple, la réponse d'un bâtiment sera évaluée sans tenir compte de son environnement urbain ou encore les effets de site ne seront étudiés que pour des profils de sols exempts de toutes structures. C'est du moins le cas de la plupart des modèles proposés jusqu'à maintenant pour comprendre la cinématique d'un site urbain. Quelques indices laissent cependant entrevoir des interactions croisées entre vulnérabilité et aléa.

1. L'interaction Sol-Structure. Dès 1957, Housner étudia, sur des données expérimentales, l'effet que produit la qualité du sol de fondation sur la réponse d'un bâtiment,

soumis à une excitation sismique. Dès lors, de nombreuses études expérimentales, analytiques et numériques ont été conduites de façon à comprendre pourquoi, comment et dans quelle mesure le sol intervient dans le comportement de la structure. Les grandes idées qui apparaissent alors sont que, suivant la rigidité du sol, les différents modes de déformation (rotation, flexion, translation...) ne reprennent pas la même part de la déformation globale de la structure et que ses principaux paramètres dynamiques, à savoir sa fréquence fondamentale et son amortissement, évoluent. Par exemple, une structure fondée sur un sol rigide (structure à base-fixe) se déformera essentiellement en flexion. Sur un sol mou, caractérisé par une faible vitesse de propagation des ondes de cisaillement (structure à base-mobile), la (presque) totalité de la déformation sera accommodée par la translation relative structure/sol et le balancement rigide d'ensemble. D'autre part, entre base-fixe et base-flexible, une diminution systématique de la fréquence de résonance est observée. Il est alors commun de ne plus parler de la réponse de la structure mais de celle du système sol-structure. Pour la conduite d'une étude de risque sismique, l'interaction peut être généralisée à l'interaction site-structure: en effet, si un remplissage sédimentaire amplifie le mouvement du sol (effet de site) à la fréquence du système sol-structure, ce dernier subira une déformation plus importante. Un phénomène de résonance entre deux oscillateurs apparaît alors. C'est ce qui se produisit à Mexico lors du tremblement de terre de Michoacan (1985), et qui contrôla essentiellement la répartition, la nature et la distribution des dégâts.

2. L'interaction Structure-Sol. Au Japon, Sezawa et Kanai ont montré dès 1935 que, pendant un séisme, une partie de l'énergie de vibration des bâtiments se dissipe dans le sol sous forme d'onde. En 1970, Jennings réalisa une expérience sur le campus de l'Institut de Technologie de Californie. Elle consistait à mettre l'immeuble Millikan Library en vibration à l'aide d'un vibreur placé en son sommet. Jennings étudia la déformation de la structure et le mouvement proche induit à la surface du sol. Il conclut que, dans le cas d'une excitation extérieure, il est possible d'enregistrer un déplacement induit jusqu'à environ 5 kilomètres. A posteriori, il se rendit compte que, simultanément, la station du Mont Wilson, distante de 11 kilomètres, avait également enregistré une onde générée par l'expérience. Elle était parfaitement identifiable car elle se propageait avec un contenu fréquentiel correspondant à la fréquence de la structure. Cette étude confirme donc les hypothèses faites par Sezawa et Kanai. D'autre part, grâce à elle, Jennings montra que l'interaction entre le mouvement du bâtiment et celui du sol (interaction *inertielle* Structure-Sol) n'était pas uniquement un phénomène local. Les ondes peuvent conserver de l'énergie jusqu'à des distances importantes.

Le 13 août 1989, la navette spatiale Columbia revenait sur terre après une mission dans

l'espace. Son entrée dans l'atmosphère provoqua une onde de choc qui fut enregistrée par les stations sismologiques de Californie du Sud. De plus, ces dernières détectèrent une onde impulsive de période 2-3 secondes qui arriva 12.5 secondes avant l'onde principale. Simultanément, cette impulsion fut enregistrée par la station de l'Université de Californie du Sud, proche du centre ville. Mais cette fois, elle arriva 3 secondes après l'onde de choc. Kanamori et al. (1991) montrèrent alors que cette onde provenait d'un groupe d'immeubles de grande hauteur, situé dans le centre ville de Los Angeles. Ils furent excités par l'onde de choc et ils libérèrent une partie de leur énergie de vibration sous forme d'ondes de compression. Par ailleurs, la proximité de la fréquence de résonance des bâtiments de celle du bassin de Los Angeles favorisa la conservation de l'énergie de l'interaction *inertielle* structure-sol.

Un autre effet dû aux constructions peut être envisagé sous forme d'interaction *cinématique*. Trifunac (1972) et Wong et al. (1977) ont montré que, à cause de la diffraction des ondes sismiques sur les interfaces sol-fondation, les structures perturbaient de manière significative le mouvement du sol, et ce jusqu'à des distances de plus d'une fois la taille de la fondation. Cette interaction est cohérente avec les études réalisées par Hill et Levander (1984), Levander et Hill (1985), Chávez-Garcia et Bard (1989), Wirgin (1988, 1989) et Chávez-Garcia et Bard (1990), qui ont montré que des hétérogénéités au niveau du contact entre les sédiments et le substratum, ou situées à la surface du remplissage, modifiaient le mouvement du sol, notamment en favorisant le couplage entre les ondes de volume et les ondes de surface.

3. L'interaction Structure-Sol-Structure. Les centres urbains des grandes villes ont souvent une urbanisation très dense, parfois très hétérogène. Il n'est pas rare de rencontrer, concentrés sur une petite surface, des bâtiments de dimensions très variables. Pourtant, les problèmes d'interaction sol-structure sont en général résolus sans que soit pris en compte l'environnement urbain proche. On peut cependant citer pour exemple les travaux de Warburton et al. (1971) et McCalden (1969) qui étudièrent l'interaction de deux fondations circulaires placées sur un demi-espace infini; ceux de Luco et Contesse (1973) sur l'interaction de deux fondations circulaires et enfouies excitées par une onde SH à incidence verticale; ou ceux de Wong et Trifunac (1975) qui analysèrent l'interaction 2D entre plusieurs immeubles soumis à une onde SH. Néanmoins, ces études ne s'intéressent qu'à l'interaction *cinématique* entre les structures, c'est-à-dire celle provoquée par la diffraction et la réflexion des ondes sur les bords des fondations. A notre connaissance, il n'est mentionné nulle part l'action *inertielle* du mouvement d'un bâtiment sur les infrastructures voisines. Pourtant, puisque l'interaction Structure-Sol existe, pourquoi ne pas parler d'interaction Structure-Sol-Structure (ou d'interaction multiple), qui représenterait

alors la transmission via le sol des énergies de vibration entre plusieurs bâtiments. Une analyse originale réalisée par Erlingsson et Bodare (1996) et complétée par Erlingsson (1999) semble abonder dans ce sens. Lors d'un concert de rock qui eut lieu dans le stade Ullevi de Gothenburg (Suède), le public placé sur la pelouse commença à sauter au rythme de la musique. Les spectateurs des tribunes commencèrent alors à ressentir de violentes vibrations. Elles provoquèrent quelques dommages aux installations, mais surtout elles conduisirent une partie du public à quitter le stade, preuve de l'importance de la déformation. Après analyse, Erlingsson et Bodare arrivèrent à la conclusion que les chocs périodiques assénés à la surface du sol ($f \approx 2Hz$) par le public se situaient dans une gamme de fréquence proche de celle du remplissage sédimentaire sous-jacent. Ce dernier, constitué de dépôts argileux, atteint par endroits une cinquantaine de mètres. Il favorisa la transmission de l'énergie *humaine* aux infrastructures environnantes et provoqua leur mise en vibration. Les exemples d'interaction entre l'activité humaine et les structures de génie civil sont légion (par exemple, les vibrations provoquées par le trafic routier, ferroviaire...). Il est cependant rare de constater qu'elles puissent atteindre de tels niveaux et provoquer des dégâts. L'exemple de la tour Eurocity à Lille est une autre situation (De Sloovere, 1999). Mais, là encore, une vibration externe a transmis, via le sol, suffisamment d'énergie pour provoquer des déformations importantes dans un bâtiment de grande taille. Par ailleurs, une expérience récente (Kitada et al., 1999) a testé la variabilité en fonction du voisinage urbain de la réponse d'une structure, mise en vibration par un excitateur. Kitada et al. (1999) observèrent notamment la modification de la fréquence de résonance du bâtiment sollicité.

Tous ces indices conduisent ainsi à une nouvelle réflexion sur l'analyse du risque sismique: *les bâtiments ne peuvent-ils pas eux aussi être des acteurs du risque sismique, aggravant (ou en tous cas modifiant) potentiellement l'aléa sismique "naturel"?*

Cette idée semble vérifiée par les informations provenant de Mexico, comme celles recueillies lors du séisme de 1985. Au cours de cette crise, les mouvements sismiques observés sur la zone dite du lac étaient particulièrement différents de ceux enregistrés par les stations de référence, placées sur des sites rocheux voisins. Certes, le mouvement du sol était considérablement amplifié, provoqué par des effets de site exceptionnels (citons pour exemples, Rosenblueth, 1986; Flores et al., 1987; Campillo et al., 1990; Sánchez-Sesma et al., 1993; Mateos et al., 1993). En effet, Mexico est construite sur un ancien lac qui fut asséché et comblé par les Espagnols. Il constitue un support particulièrement mou pour y fonder des structures: le remplissage sédimentaire atteint en certains endroits des vitesses d'onde de cisaillement de l'ordre de 60m/s. Preuve en sont les tassements que subirent

par le passé les innombrables constructions du centre ville, sans même l'aide de séismes. Mais, d'autre part, le mouvement du sol était considérablement allongé (Arciniega et al., 1993) et surtout, animé de battements monochromatiques caractéristiques. De nombreuses hypothèses ont été avancées pour tenter d'expliquer ces observations: citons par exemple des effets de résonance 1D dans des milieux stratifiés horizontalement (Seed et al., 1988; Romo et Auvinet, 1992; Singh et Ordaz, 1993), des effets de piégeage latéral dans des structures 2D (Bard et al., 1988; Sánchez-Sesma et al., 1988; Kawase et Aki, 1989; Campillo et al., 1990; Chávez-García, 1991) ou 3D (Sánchez-Sesma et al., 1989), des effets de membranes vibrantes (Flores et al., 1987; Mateos et al., 1993), des ondes de surface crustales (Fäh et al., 1994) ou encore des perturbations de type gravitaire (Lomnitz, 1990).

En 1991, Chávez-García réalisa une revue critique des tentatives d'explication. Il parvint à la conclusion que, s'il existe de multiples façons d'expliquer la variation spatiale de l'amplification du mouvement du sol, aucune ne propose de manière satisfaisante de solution pour reproduire l'allongement et les battements des signaux. Aujourd'hui encore, l'interrogation persiste. Récemment, Shapiro et al. (2000) ont suggéré que deux structures hétérogènes, le prisme d'accrétion de la zone de subduction mexicaine et la présence de massifs volcaniques imposants autour de la ville, étaient à l'origine d'une partie de l'allongement. Mais, encore une fois, la ville n'est pas prise en considération, alors que le problème intéresse la ville elle-même, puisque ce sont des observations faites au coeur de l'urbanisation. Et puis, comment ne pas imaginer d'interactions lorsqu'on circule le long de certaines de ses avenues: quand on sait que par endroits, la couche d'argile molle est épaisse de 30 à 50 mètres et que par dessus ont été construites d'énormes structures de plus de 40 mètres de hauteur...

Des études numériques et pseudo-analytiques ont ainsi été réalisées par Wirgin et Bard (1996), puis par Guéguen (1995) et Bard et al. (1996). Ils analysèrent le mouvement du sol à proximité d'un ou de plusieurs bâtiments. Ces modèles relativement simples - 2D SH pour Wirgin et Bard (1996) et 3D pour Guéguen (1995) et Bard et al. (1996) - ont montré que la contamination du mouvement sismique pouvait être importante, notamment lorsqu'il y a résonance entre le comportement du sol et de la structure. D'autre part, dans le cas de Mexico, Guéguen (1995) et Bard et al. (1996) reproduisirent, à la résonance, l'allongement du mouvement sismique et les battements caractéristiques. Il semble ainsi que le bâti ne fasse pas uniquement partie de la vulnérabilité mais agisse aussi sur la distribution spatiale de l'aléa.

L'objectif de ce travail est donc de tenter de valider cette hypothèse à l'aide d'outils

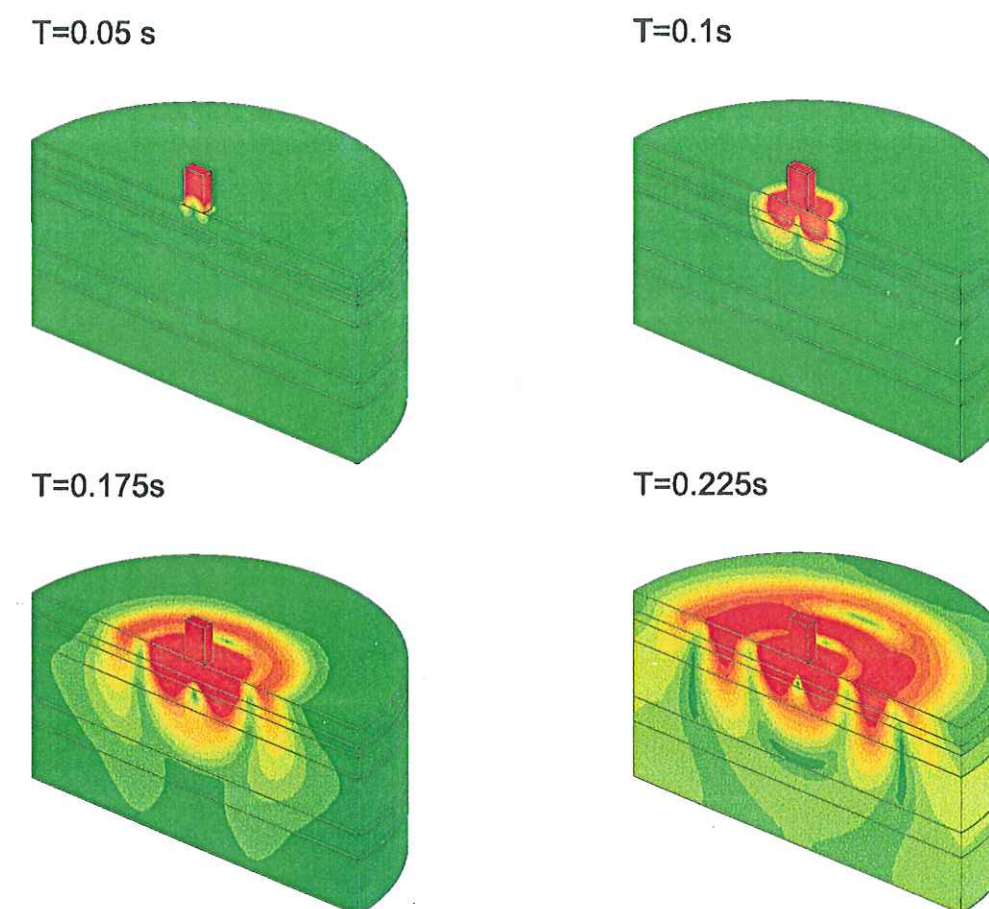


FIG. 0.1 - Simulation numérique du déplacement total provoqué dans un sol stratifié par la mise en vibration d'une structure. L'excitation est provoquée par une force ponctuelle appliquée dans le plan de symétrie du modèle au sommet de la structure, puis instantanément relâchée.

expérimentaux, analytiques et numériques, en proposant une approche progressive de la démarche scientifique: depuis l'interaction entre le sol et la structure jusqu'à l'interaction entre le site et la ville. A chaque étape, nous avons choisi, dans la mesure du possible, de valider les résultats théoriques par des approches expérimentales, d'analyser et de comprendre les phénomènes en jeu. Outre son intérêt scientifique, l'utilisation d'une méthode numérique permettra de représenter de manière très pédagogique, les phénomènes d'interaction (Fig. 0.1).

Le calcul de la déformation d'une structure, de l'interaction sol-structure et de l'interaction structure-sol s'appuie sur des bases théoriques de la mécanique et de la dynamique des structures, ainsi que sur des outils propres à la sismologie, qui seront passés en revue

dans la première partie de ce travail.

L'interaction structure-sol sera ensuite abordée par l'intermédiaire d'une expérience active réalisée sur le site test européen de Volvi en Grèce. Elle nous a permis de mettre au point un modèle analytique pour reproduire la déformation de la structure soumise à des essais de lâcher et la perturbation induite sur le mouvement du sol situé à proximité de la fondation. Une seconde expérience passive a été réalisée à Volvi, avec cette fois pour objectifs d'analyser et de modéliser le comportement du système sol-structure, soumis à une excitation telle qu'un séisme. Cette deuxième expérience a également permis de mettre en évidence quelques indices montrant l'effet de la vibration sur le mouvement du sol.

Une fois ces modèles disponibles, nous avons choisi de modéliser l'effet d'un groupe d'immeubles soumis à un séisme. Le principe et les résultats de cette étude, appliquée au cas de Mexico, sont présentés dans la quatrième partie. Elle contient également une analyse paramétrique réalisée dans le but d'identifier les facteurs qui contrôlent l'effet couplé de la ville et du site. Une relation analytique simple y est également présentée. Elle est établie afin d'estimer grossièrement, quel que soit le modèle sol-ville considéré, l'efficacité de l'interaction.

A ce stade de ce travail, seule l'interaction simple entre le sol et la structure a été prise en compte, sans considérer les interactions multiples pouvant exister entre bâtiments. C'est pourquoi, nous abordons dans la cinquième partie l'utilisation de la méthode des éléments finis, et en particulier du progiciel CESAR-LCPC, pour représenter l'effet des interactions multiples. Cette partie s'emploie d'abord à justifier l'utilisation des éléments finis pour résoudre des problèmes d'interaction. Pour cela, nous aborderons la modélisation des phénomènes d'interaction sol-structure et structure-sol. Une fois vérifiée, la méthode numérique nous permettra d'étudier l'effet de la vibration d'un bâtiment sur un autre, et en particulier d'identifier les paramètres qui contrôlent l'importance de cette interaction.

Partie 1:

Notions et rappels élémentaires

Chapitre 1

Notions et rappels élémentaires

Dynamique des structures et Interaction Sol-Structure *ISS*.

1.1 Présentation sommaire de la dynamique des structures

D'après Clough et Penzien (1975), *l'objectif principal d'une étude de dynamique des structures est la détermination de l'histoire dans le temps des déplacements d'une structure soumise à un chargement donné et variable dans le temps*. La plupart des études de dynamique consiste alors à représenter une structure à l'aide d'un oscillateur qui sera d'autant plus compliqué que la précision souhaitée de l'analyse sera importante. La structure peut ainsi être modélisée par des masses concentrées, où s'appliqueront les forces d'inertie. Pour pouvoir représenter leurs effets, un nombre suffisant de composantes de déplacements, associées aux masses concentrées, doit être considéré: c'est le *nombre de degrés de liberté dynamiques* du système. Un des problèmes les plus délicats en dynamique est sans doute de choisir le modèle qui représentera le mieux la structure réelle. Mais, bien souvent, un nombre limité de degrés de liberté sera considéré, procurant néanmoins une précision suffisante. Les déplacements dynamiques sont obtenus au moyen d'expressions mathématiques, appelées *équations dynamiques du mouvement* de la structure. Elles doivent tenir compte des lois de comportement, des conditions aux limites et de l'état d'équilibre initial du système. Leur formulation et leur résolution constituent une phase importante et délicate d'une analyse dynamique. Plusieurs méthodes de résolution sont disponibles dans la littérature.

1.1.1 Résolutions des problèmes de dynamique

Principe des déplacements virtuels

Si on applique un déplacement quelconque (mais néanmoins compatible avec ses liaisons) à un système en équilibre sous l'action d'un ensemble de forces, alors la somme des travaux effectués par les forces est nulle. C'est le principe des déplacements virtuels qui en pratique revient à recenser l'ensemble des forces agissant sur les masses du système, puis à écrire les équations de mouvement en supposant leur travail nul et en ne considérant que des déplacements virtuels associés à chaque degré de liberté. Cette résolution permet de résoudre le problème de manière scalaire et donc algébrique, alors que les forces qui agissent sur la structure sont vectorielles.

Principe de Hamilton

Une autre méthode permettant de rester dans le domaine scalaire consiste à utiliser le principe de Hamilton. Il signifie que pendant un intervalle de temps donné, la somme de la variation du travail effectué par les forces non conservatives et de la variation d'énergie cinétique et potentielle est nulle. Il peut être formulé par :

$$\int_{t_1}^{t_2} \delta(T - V) dt + \int_{t_1}^{t_2} \delta W_{nc} dt = 0 \quad (1.1)$$

où

- T est l'énergie cinétique totale du système;
- V représente l'énergie potentielle du système qui regroupe l'énergie de déformation et le potentiel de toutes les forces extérieures;
- W_{nc} correspond au travail effectué par les forces non conservatives comme l'amortissement et toutes les autres charges extérieures arbitraires;
- δ est la variation subie pendant l'intervalle de temps $t_2 - t_1$.

Son utilisation conduit directement aux équations de mouvement et ne fait intervenir que des grandeurs énergétiques et donc scalaires.

Principe de d'Alembert

Pour résoudre un problème de dynamique, on peut aussi choisir d'écrire directement l'équilibre dynamique. Cela revient à supposer acquise la deuxième loi de Newton, selon laquelle la variation de la quantité de mouvement d'une masse m est proportionnelle à

1.1. PRÉSENTATION SOMMAIRE DE LA DYNAMIQUE DES STRUCTURES 15

celle de la force qui lui est appliquée. Pour une masse constante et indéformable, cette loi se traduit alors par :

$$\begin{aligned} p(t) &= m \frac{d^2 u}{dt^2} = m \ddot{u}(t) \\ \text{soit } p(t) - m \ddot{u}(t) &= 0 \end{aligned} \quad (1.2)$$

Cette équation, qui n'est autre que le principe de d'Alembert selon lequel une masse produit une force d'inertie qui s'oppose à son accélération, permet d'écrire un équilibre dynamique en considérant $p(t)$ comme l'ensemble des forces qui agissent sur la masse : forces d'inertie, forces d'amortissement et forces élastiques s'opposant aux déplacements. Dans le cas de systèmes simples, il devient aisé de formuler l'équilibre du système par le principe de d'Alembert. La solution du problème consiste alors à résoudre un système d'équations différentielles simples. C'est le cas de ce travail et par la suite, nous n'utiliserons que cette méthode pour résoudre les problèmes d'équilibres dynamiques que nous rencontrerons.

1.1.2 Modèle dynamique élémentaire

Une structure élastique linéaire soumise à un chargement dynamique quelconque peut être représentée par sa masse, ses propriétés élastiques qui se traduisent généralement par sa rigidité et son mécanisme de dissipation d'énergie (ou amortissement), sans oublier la source d'excitation à laquelle elle est soumise. Dans le cas d'un modèle dynamique élémentaire, la structure peut être modélisée par un système à un degré de liberté. Il est habituellement représenté par sa masse concentrée m , qui ne peut subir un déplacement de translation $u(t)$ que dans une seule direction (Fig. 1.1). $u(t)$ définit complètement la position de m à n'importe quel instant t . L'opposition élastique au déplacement et la dissipation d'énergie du système sont respectivement représentées par un ressort sans masse k et un mécanisme de déperdition d'énergie de type "piston" c . Une sollicitation $p(t)$, externe et définie quel que soit t , excite directement la masse m .

Le chargement mis à part, trois forces agissent sur la masse m . Elles sont engendrées par le mouvement $u(t)$ suivant la direction du degré de liberté :

- la force de rappel du ressort élastique : f_E .

Elle résulte directement du déplacement et est proportionnelle à la rigidité du ressort :

$$f_E = k \cdot u \quad (1.3)$$

- la force d'inertie : f_I

Elle représente l'effet de l'accélération que subit la masse m :

$$f_I = m \cdot \ddot{u} \quad (1.4)$$

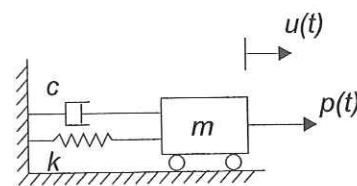


FIG. 1.1 – Oscillateur simple à un degré de liberté

- la force d'amortissement du système: f_D .

Elle dépend du mécanisme d'amortissement visqueux, et donc de sa constante c , et de la vitesse de déplacement de la masse:

$$f_D = c.\dot{u} \quad (1.5)$$

La méthode de résolution par le principe de d'Alembert revient à écrire l'équilibre de toutes les forces agissant sur la masse m , c'est-à-dire:

$$f_I + f_D + f_E = p(t) \quad (1.6)$$

Si on reporte les Eqs. 1.3, 1.4 et 1.5 dans l'Eq. 1.6, on obtient l'équation du mouvement d'un système à un degré de liberté comme suit:

$$m.\ddot{u} + c.\dot{u} + k.u = p(t) \quad (1.7)$$

1.2 Exemples de problèmes de dynamique

1.2.1 Oscillations libres

En absence de chargement, ce sont les conditions initiales qui décalent le système Fig. 1.1 de l'équilibre. Son mouvement est appelé *oscillations libres*. Elles peuvent par exemple être le résultat d'un essai de lâcher. Cela consiste à exercer à l'instant initial t une force P ponctuelle sur la masse m , soudainement relâchée et égale à zéro à l'instant $t + \delta t$. L'équation homogène déduite de l'Eq. 1.7 s'écrit alors:

$$m.\ddot{u} + c.\dot{u} + k.u = 0 \quad (1.8)$$

La solution de cette équation peut prendre la forme:

$$u(t) = Ge^{rt} \quad (1.9)$$

1.2. EXEMPLES DE PROBLÈMES DE DYNAMIQUE

Substituée dans l'Eq. 1.8, elle permet d'obtenir une équation simple à résoudre:

$$(m.r^2 + c.r + k).Ge^{rt} = 0 \quad (1.10)$$

En posant $\tilde{\omega} = k/m$ la pulsation propre du système et en simplifiant par $m.Ge^{rt}$, l'équation à résoudre (Eq. 1.10) devient:

$$r^2 + \frac{c}{m}.r + \tilde{\omega}^2 = 0 \quad (1.11)$$

On constate que la valeur de r est étroitement liée au coefficient d'amortissement. Il peut être nul dans le cas d'un système non amorti (i.e. $c = 0$).

En présence d'amortissement, la solution de l'Eq. 1.11 définit la réponse du système par:

$$r = -\frac{c}{2m} \pm \sqrt{\left(\frac{c}{2m}\right)^2 - \tilde{\omega}^2} \quad (1.12)$$

Si la quantité sous la racine est nulle, le système est appelé *système amorti critique*. La valeur de l'amortissement critique est alors:

$$c_c = 2m\tilde{\omega} \quad (1.13)$$

Si l'amortissement est inférieur à l'amortissement critique, le terme sous la racine est négatif. L'amortissement du système se ramène alors à l'expression d'un coefficient d'amortissement $\tilde{\zeta}$ donné par:

$$\tilde{\zeta} = \frac{c}{c_c} = \frac{c}{2m\tilde{\omega}} \quad (1.14)$$

En l'introduisant dans l'Eq. 1.12, on obtient la solution:

$$r = -\tilde{\zeta}\tilde{\omega} \pm \sqrt{(\tilde{\zeta}\tilde{\omega})^2 - \tilde{\omega}^2} \quad (1.15)$$

En changeant le signe sous la racine, r peut être exprimé en fonction de $\tilde{\omega}$ par:

$$r = -\tilde{\zeta}\tilde{\omega} \pm i.\omega_D \quad (1.16)$$

où ω_D représente la pseudo-fréquence angulaire en oscillations amorties. ω_D est égale à $\tilde{\omega}\sqrt{1 - \tilde{\zeta}^2}$.

La réponse du système sous-amorti en oscillations libres peut alors être calculée à partir des Eqs. 1.16 et 1.9 telle que:

$$u(t) = e^{-\tilde{\zeta}\tilde{\omega}t} (G_1.e^{i\omega_D t} + G_2.e^{-i\omega_D t}) \quad (1.17)$$

Cette équation peut être réécrite de manière plus commode puisque le terme entre parenthèses représente une oscillation harmonique. Par ailleurs, en introduisant les conditions initiales en vitesse ($\dot{u}(0)$) et en déplacement ($u(0)$), la solution se réduit à:

$$u(t) = U(0).\cos(\omega_D.t - \theta).e^{-\tilde{\zeta}\tilde{\omega}t} \quad (1.18)$$

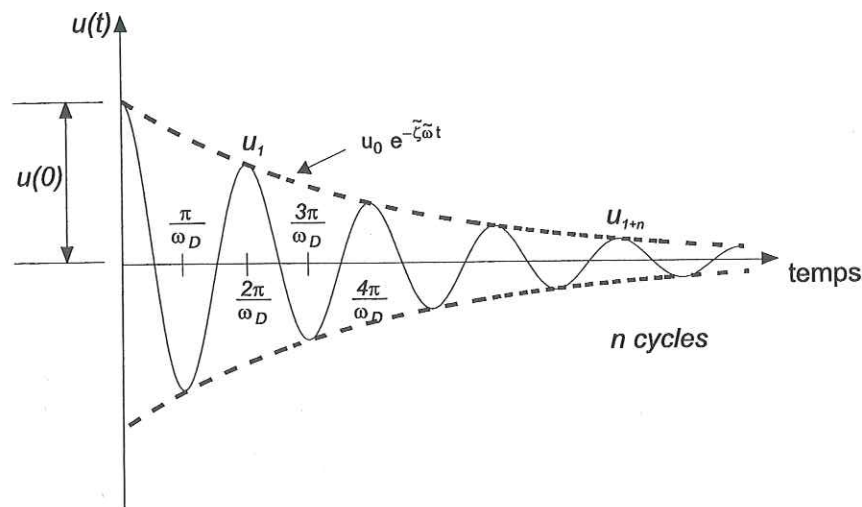


FIG. 1.2 - Réponse en temps d'un oscillateur libre sous-amorti.

où

$$U(0) = \left\{ \left[\frac{\dot{u}(0) + u(0)\zeta\tilde{\omega}}{\omega_D} \right]^2 + u(0)^2 \right\}^{1/2}$$

$$\theta = \tan^{-1} \frac{\dot{u}(0) + u(0)\zeta\tilde{\omega}}{\omega_D u(0)} \quad (1.19)$$

Dans le cas d'un essai de lâcher à partir d'une position initiale immobile, la vitesse initiale est nulle et le déplacement initial vaut u_0 . En supposant ζ petit (ce qui est vrai dans la plupart des cas), et en appliquant la relation entre ω_D et $\tilde{\omega}$, on considère θ nul et $U(0) = u(0)$. La position de la masse m est alors connue quel que soit l'instant t par :

$$u(t) = u_0 \cos(\omega_D t) \cdot e^{-\zeta \tilde{\omega} t} \quad (1.20)$$

La représentation en fonction du temps des oscillations libres d'un système sous-amorti (Fig. 1.2) fait apparaître clairement l'amortissement du système. Il est facilement déterminé par (Clough and Penzien, 1975):

1. le décrément logarithmique δ qui représente la décroissance d'amplitude du déplacement entre les cycles n et $n+1$ (n cycles) telle que:

$$\delta = \ln \frac{u_n}{u_{n+1}} \quad (1.21)$$

On peut alors développer l'Eq. 1.21 en série:

$$\frac{u_n}{u_{n+1}} = e^\delta \approx 1 + 2\pi\zeta + \frac{(2\pi\zeta)^2}{2!} \quad (1.22)$$

La précision obtenue en ne conservant que les deux premiers termes de la série est suffisante pour de faibles valeurs de ζ . Elle est néanmoins améliorée en utilisant des pics séparés par i cycles, ce qui revient à écrire:

$$\zeta = \frac{u_i - u_{i+n}}{2n\pi u_{i+n}} \quad (1.23)$$

2. la pente de la courbe enveloppe du déplacement, qui est directement proportionnelle à ζ .

Les caractéristiques réelles d'amortissement des structures sont généralement difficiles à identifier. C'est pourquoi l'amortissement est souvent considéré comme étant comparable à celui obtenu dans le cas des oscillations libres. D'autre part, pour $\zeta \ll 1$, le système sous-amorti aura une fréquence d'oscillation égale à $\tilde{f} = 2\pi\tilde{\omega}$, qui représente elle-même la fréquence des oscillations libres.

1.2.2 Réponse à un chargement harmonique

Les mouvements communiqués aux bâtiments lors de séismes provoquent des contraintes et des déformations dynamiques dans la structure, dues aux déplacements de ses points d'appui (i.e. de sa fondation). Il devient alors nécessaire d'étudier la réponse de la structure par rapport à un repère fixe. Le mouvement de la fondation est ensuite associé au mouvement u_g du sol par rapport à ce repère (Fig. 1.3).

Comme pour le cas des oscillations libres, l'équilibre du système de la Fig. 1.3 s'écrit:

$$f_I + f_D + f_E = 0 \quad (1.24)$$

où f_D et f_E correspondent aux mêmes forces de rappel élastique et d'amortissement visqueux que pour le cas des oscillations libres (Eqs. 1.5 et 1.3).

Quant à la force d'inertie, elle est proportionnelle au déplacement total $u^t = u_g + u$ de la masse m par rapport au repère fixe. L'Eq. 1.24 se ramène alors à:

$$m\ddot{u}^t + c\dot{u} + ku = 0$$

soit

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + ku = -m\ddot{u}_g \quad (1.25)$$

La structure répond ainsi à un chargement extérieur égal au produit de la masse et de l'accélération transmise à la structure. Le signe négatif traduit l'opposition des forces d'inertie locale, de rappel élastique et d'amortissement à l'accélération du sol.

Pour résoudre l'Eq. 1.25, on pourrait comme pour le cas des oscillations libres utiliser les méthodes classiques de résolution des équations différentielles. Cependant, nous choisissons d'utiliser une méthode qui nous fait passer dans le domaine fréquentiel, ce qui nous

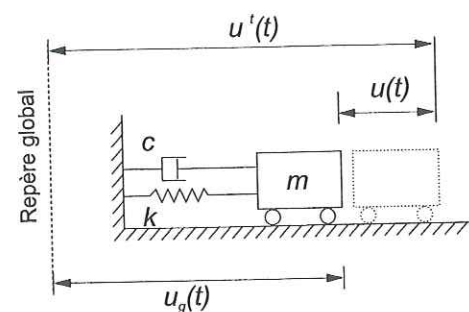


FIG. 1.3 – Système à un degré de liberté soumis à une oscillation harmonique (par exemple: un séisme.)

conviendra mieux, comme nous le verrons par la suite. La résolution dans le domaine fréquentiel consiste à passer dans le domaine de Laplace. Posons:

$$\ell(x(t)) = X(\varphi) \quad (1.26)$$

la transformée de Laplace de $x(t)$. Les propriétés de dérivation de la transformée de Laplace nous permettent d'écrire:

$$\ell\dot{x}(t) = \varphi X(\varphi) - x(0) \quad (1.27)$$

$$\ell\ddot{x}(t) = \varphi^2 X(\varphi) - \varphi x(0) - \dot{x}(0) \quad (1.28)$$

En considérant des états initiaux nuls en vitesse ($\dot{x}(0) = 0$) et en déplacement ($x(0) = 0$), et si on pose $\varphi = i\omega$ ($i = \sqrt{-1}$), dans le domaine de Laplace, l'Eq. 1.25 s'écrit alors:

$$\begin{aligned} m\varphi^2 U(\varphi) + c\varphi U(\varphi) + kU(\varphi) &= -m\varphi^2 U_g(\varphi) \\ \text{soit} \quad -m\omega^2 U(\omega) + ci\omega U(\omega) + kU(\omega) &= -m\omega^2 U_g(\omega) \end{aligned} \quad (1.29)$$

S'il est soumis à un chargement dynamique, la solution en déplacement du système devient:

$$U(\omega) = \frac{-m\omega^2 U_g(\omega)}{k + i\omega c - m\omega^2} \quad (1.30)$$

1.3 Représentation d'une structure

Il est généralement commode de traiter les forces d'inertie d'un corps rigide comme si la masse et le moment d'inertie massique étaient concentrés en un point. Un moyen simple de représenter une structure consiste à la remplacer par sa masse concentrée, centre d'application des forces d'inertie (e.g. Jennings and Bielak, 1973; Paolucci, 1993;

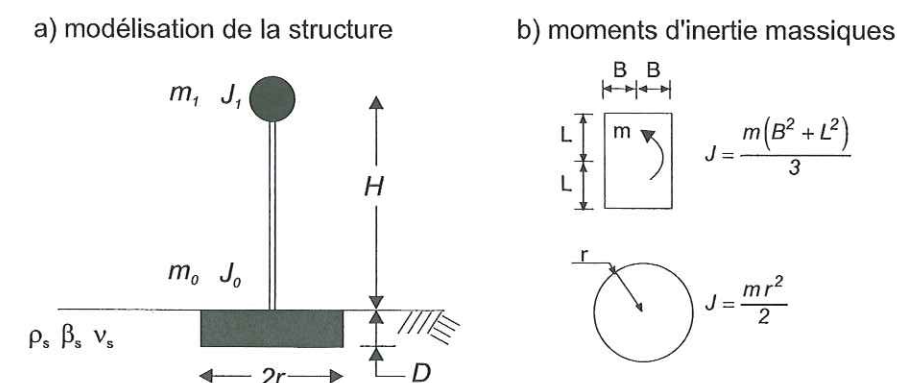


FIG. 1.4 – Modélisation d'une structure simple à un degré de liberté.

Luco, 1998; Stewart et al., 1999). Une structure complexe consisterait à modéliser la structure par plusieurs masses correspondant chacune à un mode de vibration. Néanmoins, en première approximation, on ne considèrera qu'une seule masse m_1 où s'appliqueront les forces d'inertie. Elle correspond au mode fondamental de la structure, qui dans notre cas sera le plus énergétique des modes de vibration (Fig. 1.4a).

m_1 est connectée au sol par l'intermédiaire d'une barre flexible sans masse, inextensible dans la direction verticale. Elle est caractérisée par une constante de rappel élastique k_1 et par une constante d'amortissement visqueux c_1 . Celle-ci oppose à la déformation une résistance proportionnelle à la vitesse du déplacement. L'ensemble *masse m_1 -barre* repose sur le sol par l'intermédiaire d'une fondation de masse m_0 . Les dimensions caractéristiques du système sont:

1. la hauteur équivalente H de la structure, qui repère la position de la masse m_1 par rapport au sol. Les forces élémentaires d'inertie appliquées aux masses élémentaires du bâtiment se répartissent suivant un diagramme d'effort triangulaire, ayant pour base le déplacement sommital. La somme des forces élémentaire s'applique donc à la masse m_1 située au $2/3$ de la hauteur totale h du bâtiment, c'est-à-dire $H = 2/3h$;
2. le rayon r (ou rayon équivalent Re) de la fondation, qui peut être enfouie à une profondeur D .

Le sol de fondation est défini par ses caractéristiques élastiques, c'est-à-dire sa masse volumique ρ_s , sa vitesse β_s d'onde de cisaillement (ou onde S), son coefficient de Poisson ν_s et ses coefficients d'amortissement. Ces derniers sont souvent exprimés par les facteurs de qualité des ondes S (Q_S) et des ondes de volumes P (Q_P). A partir de ces informations,

le sol est entièrement identifié par les relations génériques suivantes:

$$\beta_s = \sqrt{\frac{G_s}{\rho_s}} \quad (1.31)$$

$$\alpha_s = \sqrt{\frac{2(1-\nu_s)}{1-2\nu_s}} \cdot \beta_s \quad (1.32)$$

$$G_s = \frac{E_s}{2(1+\nu_s)} \quad (1.33)$$

avec G_s , E_s et α_s le module de cisaillement, le module d'élasticité (ou module d'Young) et la vitesse des ondes de compression (ou de volume) du sol.

Comme la masse m_1 , le moment d'inertie massique de la structure J_1 peut être ramené au centre de masse. Il devient alors ce que nous appellerons par la suite *un moment d'inertie centroïdale*. La Fig. 1.4b présente respectivement l'expression des moments d'inertie massiques d'une plaque rectangulaire et circulaire.

La déformation d'une structure soumise à un tremblement de terre est le résultat de l'interaction entre les trois systèmes précédemment cités: la structure, la fondation et le sol de fondation. L'analyse du comportement intègre ces trois composantes et évalue la réponse globale de ce système: c'est l'analyse de l'Interaction sismique Sol-Structure (ou *ISS*).

1.4 Interaction Sol-Structure (*ISS*)

1.4.1 Présentation générale de l'*ISS*

Historique

L'*ISS* trouve son origine dans les problèmes des massifs de fondation supportant des machines vibrantes: prévoir le mouvement de la fondation à partir des sollicitations extérieures, et donc les déplacements de la machine en tenant compte à la fois des caractéristiques des sols mais aussi de la fondation.

Depuis le début du siècle, de nombreux auteurs se sont intéressés aux phénomènes de déformabilité des sols sous l'effet de machines vibrantes. Ils ont tenté des approches empiriques et plus tard analytiques pour résoudre ces problèmes dynamiques (Hadjian, 1993): citons par exemple les travaux de Lamb (1904) qui étudia les vibrations d'un massif élastique linéaire semi-infini, provoquées par un chargement harmonique ponctuel; ceux de Reissner (1936) qui, par l'étude de la réponse d'un disque posé à la surface d'un milieu élastique semi-infini et soumis à un chargement vertical harmonique, a mis en évidence le phénomène de dissipation d'énergie de vibration par radiation dans le sol sous forme d'ondes; ceux de Hsieh (1962) et surtout Lysmer (1965) qui pour la première fois introduisirent l'idée de remplacer le système sol-fondation par un oscillateur simple de raideur

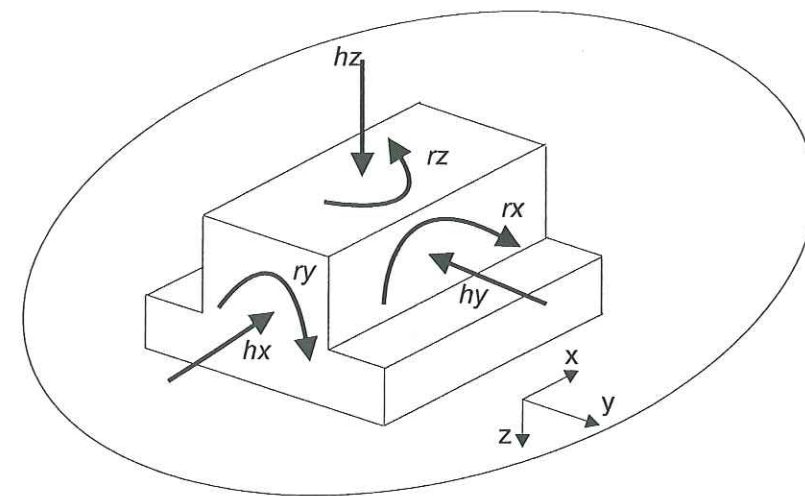


FIG. 1.5 – Degrés de liberté d'un massif de fondation (hx et hy : translations horizontales suivant l'axe x et y ; hz : translation verticale suivant l'axe z ; rx et ry : rotations (ou balancement) autour des axes x et y ; rz : rotation (ou torsion) autour de l'axe z).

et d'amortissement constants avec la fréquence.

Avec l'avènement de l'ère nucléaire civil, l'importance des problèmes d'*ISS* prit une dimension nouvelle et conduisit à une nouvelle approche de l'analyse. Alors que dans le cas des machines vibrantes l'énergie d'excitation provient de la structure, l'interaction sismique considère une sollicitation harmonique qui provient du sol. Tandis que pour des structures légères, l'*ISS* paraissait à première vue négligeable (Housner, 1957), les structures rigides des centrales nucléaires ont fait apparaître des interactions importantes, notamment lors de déformations suivant les directions horizontales des structures, et non plus uniquement dans la direction verticale. Richart et Whitman (1967) étendirent alors les travaux de Hsieh (1962) et Lysmer (1965) à l'ensemble des mouvements de vibration d'une structure (Fig. 1.5). Ils proposèrent pour les modes de translation (hx , hy et hz) et pour les modes de rotation (torsion rz , flexion rx et ry) des formules de rigidité et d'amortissement statiques.

Une époque charnière dans l'évolution de l'*ISS* correspond à la publication à peu près en même temps de deux articles (Luco and Westman, 1971; Veletsos and Wei, 1971). Ils exprimèrent la solution de la réponse dynamique d'une fondation circulaire fondée sur un demi-espace infini et élastique, soumis à une force harmonique extérieure. Ils établirent cette solution pour une fondation sans masse, à l'aide d'une expression qui relie les déplacements aux efforts, pour des forces harmoniques verticales, horizontales, de flexion et de torsion: ce sont les *fonctions d'impédance* K . Elles se traduisent simplement pour les

n degrés de liberté (ou modes) par:

$$K_n = \frac{P_n(t)}{u_n(t)} = k_n + i\omega c_n \quad (1.34)$$

Ces fonctions dépendent de la fréquence, ce qui justifie la résolution du problème dynamique dans le domaine des fréquences (Cf. Eq. 1.30).

Analogie électrique

La terminologie *impédance* se retrouve également dans les études des dipôles électriques linéaires. Ils peuvent être considérés comme des circuits oscillants et ainsi fournir des relations analogues à celles des oscillateurs mécaniques. Par exemple, pour un circuit R,L,C série (R=résistance; C=condensateur de capacité C; L=bobine supposée parfaite d'inductance L) soumis à une source de tension $u(t)$ sinusoïdale, la réponse en intensité est analogue à l'Eq. 1.25, i.e.:

$$L\ddot{q} + R\dot{q} + \frac{q}{C} = u \quad (1.35)$$

où q est la charge du circuit telle que $i = dq/dt$. La solution de cette expression se traduit par:

$$Q = \frac{U}{1/C + i\omega R - L\omega^2} \quad (1.36)$$

ce qui revient à écrire la relation complexe de la loi d'Ohm pour un circuit R,L,C série, telle que:

$$I = \frac{U}{R + i(L\omega - 1/C\omega)} \quad (1.37)$$

Par analogie avec l'oscillateur mécanique sans masse, l'impédance complexe du circuit est donc composée d'un terme d'amortissement (soit la résistance électrique R) et d'un terme de raideur (soit la capacité C du condensateur plus l'inductance).

1.4.2 Etude de l'ISS

La conduite d'une étude d'ISS revient à considérer deux étapes successives, indépendantes l'une de l'autre (Fig. 1.6):

1. Etape 1: Interaction Cinématique. Elle se réfère à la modification du mouvement sismique, provoquée par la présence de la fondation. En effet, on sait que des hétérogénéités placées à la surface du sol peuvent provoquer des perturbations. Par exemple, Trifunac (1972), Wong et al. (1977) et Moslem et Trifunac (1987) ont montré analytiquement que le mouvement sismique observé à proximité d'une structure était fortement contaminé par les ondes diffractées sur le contact rigide sol-fondation. D'autre part, Wirgin (1988) a montré que des irrégularités placées à la surface d'un

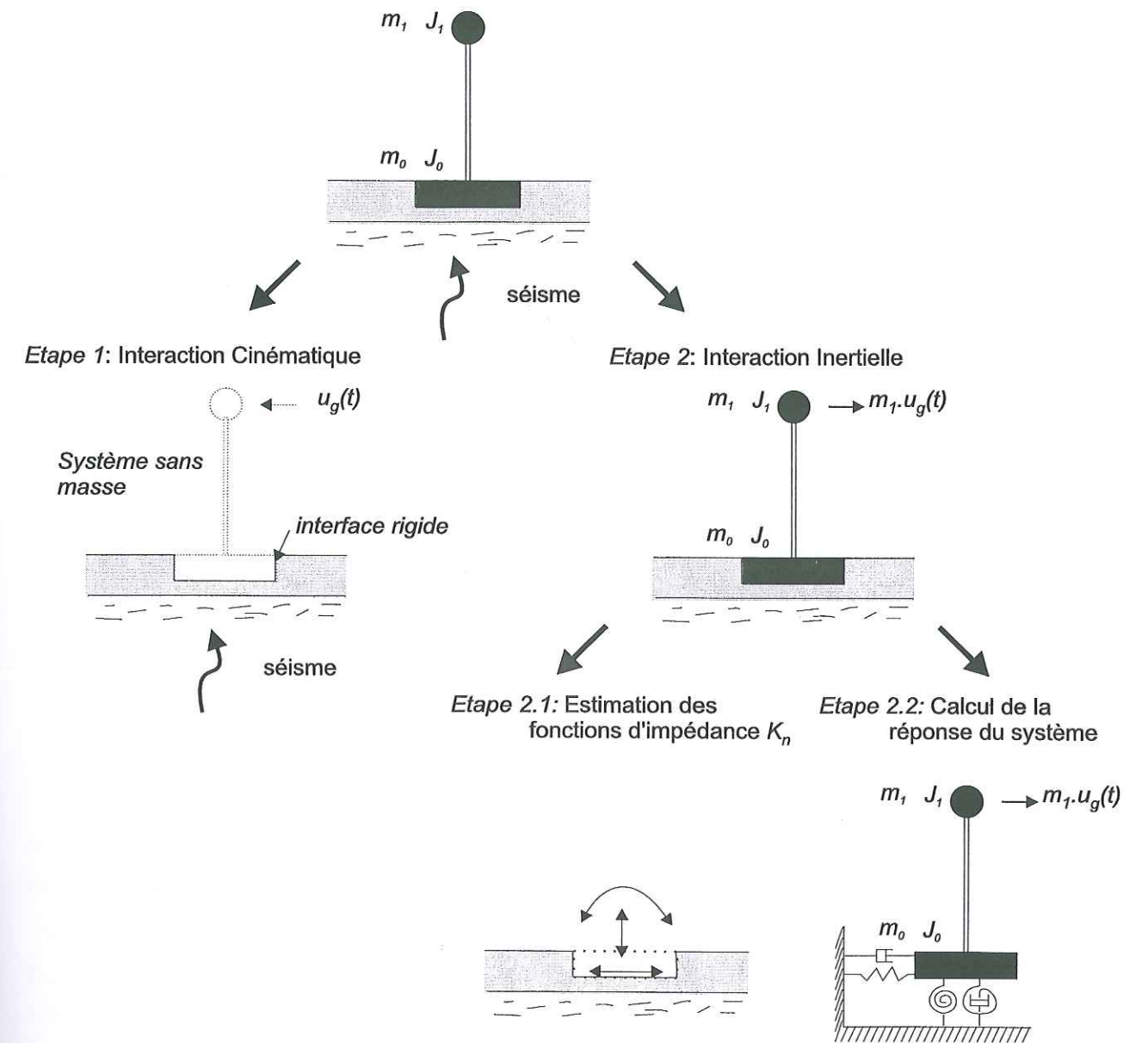


FIG. 1.6 – Décomposition de l'analyse de l'ISS en l'interaction cinématique (Etape 1), l'interaction inertielle (Etape 2) décomposée elle-même en la détermination des fonctions d'impédance (Etape 2.1) et le calcul de la réponse de la structure (Etape 2.2), d'après Gazetas, 1997.

monocouche (couche molle sur formation rigide) avaient une très forte influence sur la nature dispersive des ondes de Love et de Rayleigh. Ses irrégularités peuvent par ailleurs provoquer des interactions entre les ondes de surface et les ondes de volume quand elles se trouvent au niveau du contact sol-substratum (Hill and Levander, 1984; Levander and Hill, 1985; Chavez-Garcia and Bard, 1989) ainsi qu'à la surface

du sol (Wirgin, 1989; Chavez-Garcia and Bard, 1990). D'autres mécanismes peuvent produire des modifications du mouvement sismique incident: l'enfouissement de la fondation qui implique un mouvement sismique en profondeur plus faible qu'à la surface ou la grande dimension de la fondation qui peut faire varier d'un point à un autre le mouvement sismique incident.

Toujours est-il, par suite de la présence d'un corps rigide placé sur ou dans le sol, le mouvement de la fondation diffère notablement du mouvement sismique sans la présence de cette hétérogénéité, c'est-à-dire le mouvement sismique en champ libre. Il est traditionnellement appelé le mouvement d'entrée de la fondation ou *foundation input motion FIM*. Une méthode simplifiée a été proposée par Gazetas (1997) qui, basée sur les travaux de Luco (1969), Elsabee et al. (1977), Tassoulas (1984) et Harada et al. (1981), estime les composantes de translation et de rotation du *FIM* à partir du mouvement incident. Elles dépendent du type de fondation et de l'incidence des ondes sismiques. Néanmoins, ignorer ces deux facteurs du *FIM* n'est pas important car ils ont tendance à réduire l'importance du mouvement sismique. Comme généralement admis pour les structures non critiques, l'effet de l'interaction cinématique ne sera pas pris en compte dans cette étude. Le *FIM* sera alors le mouvement incident observé en champ libre.

2. Etape 2: Interaction Inertielle. L'inertie développée dans la structure provoque les déplacements de la fondation (et par conséquent de la structure) par rapport au sol. Dans un premier temps, cette étape consiste à déterminer les fonctions d'impédance de la fondation, pour chaque mode de vibration. Elles permettent ainsi d'intégrer dans le calcul de la réponse de la structure l'effet du sol et de la fondation. Ensuite, les mouvements de la structure peuvent être obtenus par l'application du principe de d'Alembert.

Malheureusement, dans la réalité, les structures rencontrées correspondent rarement au cas idéal proposé par Luco et Westman (1971) et Veletsos et Wei (1971) – fondations circulaires, à la surface d'un demi-espace infini, homogène et parfaitement élastique –: les fondations peuvent être de forme quelconque, enfouies ou superficielles, flexibles, le sol peut être stratifié, avec un amortissement intrinsèque, les ondes incidentes peuvent être inclinées... Bref, une multitude de considérations géométriques et mécaniques doit pouvoir être prise en compte. C'est pourquoi de nombreuses études ont été conduites depuis lors, pour proposer une solution à (presque) tous les problèmes. Le calcul de ces fonctions d'impédance est en dehors du cadre de ce travail. Cependant leur signification va être analysées en détail.

1.4.3 Les fonctions d'impédance

En général, les fonctions d'impédance sont les parents pauvres de la dynamique des structures. Peu de moyens sont mis en oeuvre pour les définir au mieux. Pourtant, comme nous le verrons par la suite, elle peuvent conditionner la réponse d'une structure, notamment en influant sur sa fréquence de vibration et son amortissement.

Signification de l'impédance d'une fondation

Soit une fondation rigide reposant sur un sol homogène (Fig. 1.7). La théorie et l'expérience montrent que soumise à une force harmonique $P(t)$, la fondation transmet un effort au sol qui réagit par une force de réaction $R(t)$ égale et opposée à $P(t)$. Puisque l'on considère un contact permanent entre la fondation et le sol, leurs déplacements $u(t)$ sont identiques, harmoniques, de même fréquence que $P(t)$ et $R(t)$, et en opposition de phase avec $R(t)$ (Gazetas, 1991). En intégrant les forces d'inertie $m\ddot{u}(t)$ (principe de d'Alembert), l'équilibre du système sol-fondation se traduit par:

$$R(t) + m\ddot{u}(t) = P(t) \quad (1.38)$$

Si $R(t) = R\cos(\omega t + \phi)$, alors le déplacement associé peut être exprimé par:

$$u(t) = u\cos(\omega t + \phi + \alpha) = u_1\cos(\omega t + \phi) + u_2\sin(\omega t + \phi) \quad (1.39)$$

où u_1 et u_2 correspondent à l'amplitude en phase (ϕ) et en opposition de phase de u tel que:

$$u = \sqrt{u_1^2 + u_2^2} \quad (1.40)$$

Il devient alors plus judicieux d'écrire les expressions sous forme complexe afin d'intégrer les phases ϕ et α . On obtient ainsi une relation complexe qui unit la force au déplacement résultant, soit:

$$K = K_1 + i\omega K_2 = \frac{R_1 + iR_2}{u_1 + iu_2} \quad (1.41)$$

En intégrant l'Eq. 1.41 dans l'Eq. 1.38, on obtient:

$$m\ddot{u}(t) + Ku(t) = P(t) \quad (1.42)$$

ce qui revient à écrire que:

$$m\ddot{u}(t) + K_1u(t) + i\omega K_2u(t) = P(t) \quad (1.43)$$

Comme $u(t) = ue^{i\omega t}$, on a dans le domaine fréquentiel l'équation suivante:

$$[(K_1 - m\omega^2) + i\omega K_2]u = P \quad (1.44)$$

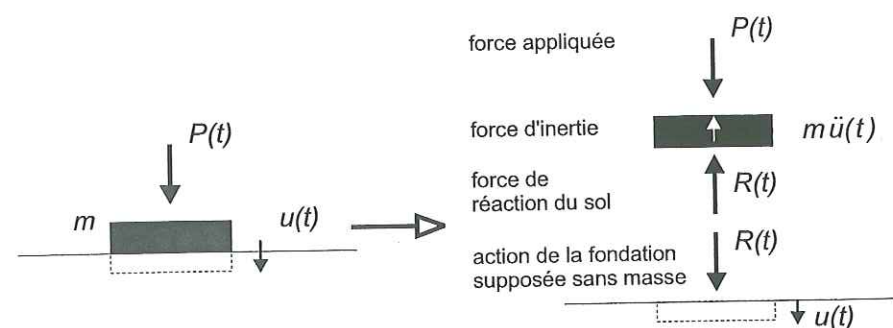


FIG. 1.7 – Exemple d'équilibre du système sol-fondation dans le cas d'une force verticale harmonique $P(t)$. $u(t)$ représente le mouvement relatif de la fondation par rapport au sol.

qui correspond finalement à la solution dans le domaine de Laplace de l'équation d'un oscillateur simple de masse m (Eq. 1.30). K_1 et K_2 peuvent ainsi être respectivement associés à une raideur dynamique et un coefficient d'amortissement.

On exprime alors la fonction d'impédance K par:

$$K = \tilde{k} + i\tilde{c} \quad (1.45)$$

Les coefficients réels \tilde{k} et \tilde{c} représentent respectivement:

- la raideur du sol de fondation. Elle dépend de la fréquence, uniquement pour représenter la dépendance fréquentielle de l'inertie de la fondation, puisque le sol est généralement caractérisé par des propriétés indépendantes de la fréquence;
- une valeur d'amortissement "radiatif" (i.e. qui se traduit par la restitution d'une partie de l'énergie de vibration au niveau du contact sol-fondation) et un amortissement "matériel" (i.e. la dissipation de type hystérétique de l'énergie dans le sol).

On peut généraliser l'expression de la fonction d'impédance aux six degrés de liberté du système. Par ailleurs, il existe aussi des fonctions d'impédance qui résultent du couplage entre les oscillations de rotation générées par les forces horizontales de réaction le long du contact sol-fondation et les oscillations horizontales. Ces modes de couplage (K_{hr} et K_{rh}) peuvent être importants dans le cas de fondations profondément enfouies. Pour les fondations superficielles ou peu enfouies, ils sont souvent négligés (Gazetas, 1991).

Différentes méthodes de calcul des fonctions d'impédance sont présentées dans Gazetas (1991). Elles sont regroupées en quatre catégories: des méthodes analytiques ou semi-analytiques, des méthodes dynamiques par éléments finis, des méthodes hybrides combinant des approches analytiques et numériques et des méthodes approchées qui permettent de résoudre simplement des singularités qui ne peuvent être obtenues rigoureusement. Une

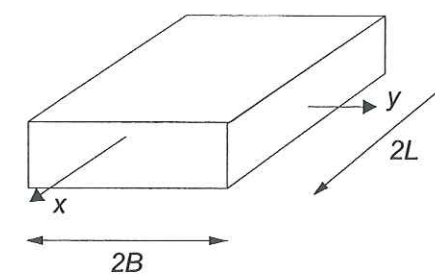


FIG. 1.8 – Fondation rectangulaire.

des plus célèbres concerne les fondations sur pieux: Dobry et Gazetas (1988) proposèrent une méthode simplifiée pour estimer l'impédance d'un groupe de pieux flottants.

Utilisation des fonctions d'impédance

Comme nous l'avons précédemment annoncé, le calcul des fonctions d'impédance n'entre pas dans le cadre de ce travail, surtout qu'une littérature abondante est disponible quel que soit le type de sol et de fondations envisagé. Un ouvrage intéressant a été réalisé par Sieffert et Cevaer (1992): le manuel des fonctions d'impédance pour les fondations superficielles. Cet ouvrage propose une synthèse des résultats obtenus par plusieurs auteurs (e.g. Veletsos and Wei, 1971; Luco and Westmann, 1971; Kausel, 1974; Luco, 1974; Gazetas, 1983; Apsel and Luco, 1987). Il fournit un éventail de fonctions d'impédance pour différentes fondations (circulaires, carrées, filantes, enfouies ou superficielles) et différents sols (demi-espace infini, monocouche ou bi-couche), et en particulier les fonctions utiles à ce travail.

Considérons une fondation rectangulaire de longueur $2L$ et de largeur $2B$ (Fig. 1.8). Afin de simplifier l'analyse de l'ISS, la fondation rectangulaire est remplacée par une fondation circulaire équivalente. De rayon équivalent Re_n , sa surface sera la même que celle de la fondation rectangulaire pour le mode de translation. Pour les mouvements de rotation, elles auront les mêmes moments d'inertie. Pour chaque mode de vibration n , les équivalences sont données Tab. 1.1.

Les fonctions d'impédance se présentent sous la forme:

$$K_n = K_{stat_n} [k_n(a_0) + ia_0 c_n(a_0)] \quad (1.46)$$

K_{stat_n} correspond à la raideur statique du système sol-fondation. Elle dépend des paramètres élastiques du sol et des dimensions géométriques de la fondation. Par exemple, les raideurs statiques qui correspondent au cas présenté Fig. 1.9, sont obtenues pour les modes de translation horizontale (hx), de rotation autour de l'axe y (ry) et de couplage

Mode	Re_n
translation	$Re_{hx} = Re_{hy} = \left[\frac{4BL}{\pi} \right]^{1/2}$
rotation autour de x	$Re_{rx} = \left[\frac{16B^3L}{3\pi} \right]^{1/4}$
rotation autour de y	$Re_{ry} = \left[\frac{16BL^3}{3\pi} \right]^{1/4}$
torsion	$Re_{rz} = \left[\frac{8BL(B^2+L^2)}{3\pi} \right]^{1/4}$

TAB. 1.1 – Expressions des rayons équivalents de la fondation rectangulaire de dimension $2B \times 2L$, d'après Sieffert et Cevaer (1992).

entre la rotation et la translation ($ryhx$) par (Gazetas, 1983):

$$\begin{aligned}
 \text{horizontal} \quad Kstat_{hx} &= \frac{8G_s Re_h}{2-\nu_s} \left[1 + \frac{Re_h}{2H_s} \right] \left[1 + \frac{2D}{3Re_h} \right] \\
 &\quad \left[1 + \frac{5D}{4H_s} \right] \\
 \text{rotation autour de y} \quad Kstat_{ry} &= \frac{8G_s Re_{ry}^3}{3(1-\nu_s)} \left[1 + \frac{Re_{ry}}{6H_s} \right] \left[1 + 2\frac{D}{Re_{ry}} \right] \\
 &\quad \left[1 + 0.7\frac{D}{H_s} \right] \\
 \text{couplage rotation-horizontal} \quad Kstat_{ryhx} &= 0.40 Kstat_h D
 \end{aligned} \tag{1.47}$$

On note que ces relations peuvent s'appliquer au cas du demi-espace infini (H_s infini) et à celui d'une fondation non-enfouie ($D = 0$). Des relations existent aussi pour les modes de translation verticale et de torsion. Dans le domaine du génie parasismique, il est généralement admis de considérer ces modes comme mineurs par rapport aux modes horizontaux et de rotation. D'autre part, la réciprocité des termes de couplage admet en général que $Kstat_{ryhx} = Kstat_{hxy}$.

Les coefficients $k_n(a_0)$ et $c_n(a_0)$ sont des termes sans dimension, donnés en fonction de la pulsation adimensionnelle a_0 . Cette dernière est représentée, quel que soit le mode n de vibration, par:

$$a_n = \frac{\omega Re_n}{\beta} \tag{1.48}$$

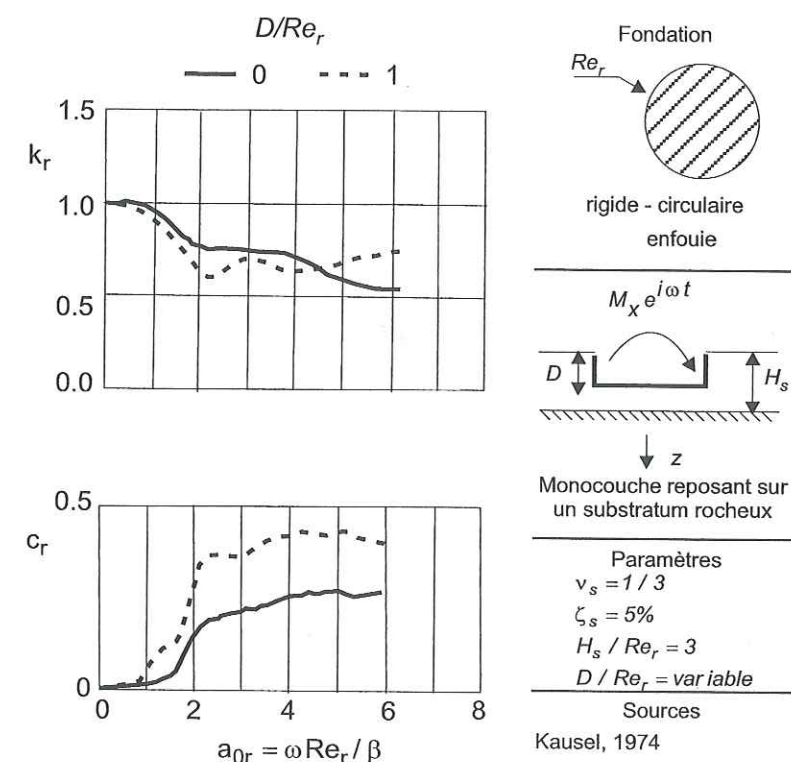


FIG. 1.9 – Exemple d'abaque utilisé pour l'estimation des facteurs k et c des fonctions d'impédance adapté de Sieffert et Cevaer (1992). Ce cas correspond à une fondation enfouie, fondée sur un monocouche reposant sur un substratum rigide. Chaque abaque fait référence à des auteurs qui sont indiqués pour mémoire.

Le manuel fournit ainsi les valeurs de $k_n(a_0)$ et de $c_n(a_0)$ sous forme d'abaques, comme le montre l'exemple donné Fig. 1.9.

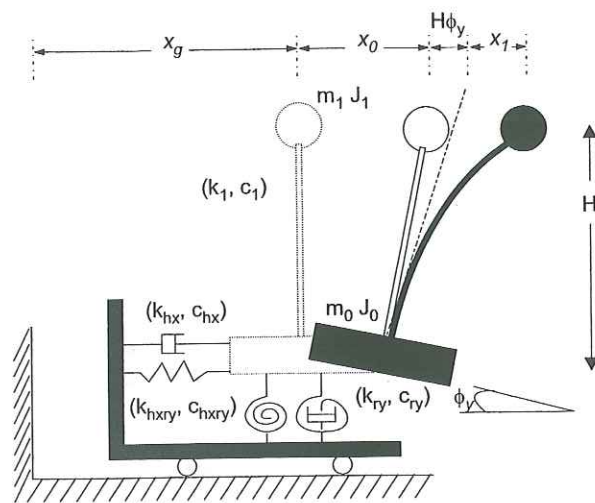
Par analogie avec la formulation Eq. 1.45, on en déduit que:

$$\tilde{k}_n(a_0) = Kstat_n k_n(a_0) \tag{1.49}$$

$$\tilde{c}_n(a_0) = Kstat_n a_0 c_n(a_0) \tag{1.50}$$

Pour une fréquence nulle, on s'aperçoit que la fonction d'impédance est proportionnelle à la raideur statique puisque la partie imaginaire de K_n s'annule.

a) Chargement harmonique (type séisme)



b) Chargement ponctuel (type essai de lâcher)

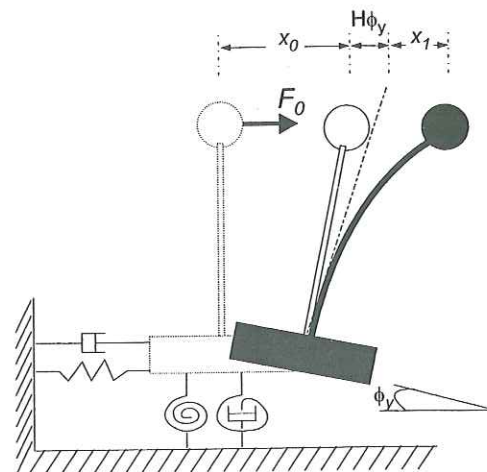


FIG. 1.10 – Modélisation du système sol-fondation-structure et décomposition des mouvements associés à: (a) un chargement harmonique de type séisme; ou (b) à un essai de lâcher (oscillations libres).

1.5 Résolution globale du système sol-structure

1.5.1 Oscillations libres

Considérons un essai de lâcher, qui se traduit en pratique par l'application au sommet d'un bâtiment d'une force ponctuelle F_0 (Fig. 1.10b). A l'instant où la force est relâchée, la structure commence à vibrer. Les mêmes composantes de mouvement que dans le cas d'un chargement harmonique sont alors associées aux oscillations libres de la structure. Elles sont définies par l'Eq. 1.20 généralisée. Les conditions initiales $x^0 = \langle x_1^0 \ x_0^0 \ \phi_y^0 \rangle^T$ sont calculées à l'instant $t = 0$ à partir de l'équilibre de la structure et du système de fondation tel que:

$$\text{masse } m_1 : k_1 x_1^0 + F_0 = 0 \quad (\text{translation}) \quad (1.51)$$

$$\text{masse } m_0 : k_1 x_1^0 - K_{stat_{hx}} x_0^0 - K_{stat_{hxy}} \phi_y^0 = 0 \quad (\text{translation}) \quad (1.52)$$

$$H k_1 x_1^0 - K_{stat_{ryhx}} x_0^0 - K_{stat_{ry}} \phi_y^0 = 0 \quad (\text{rotation}) \quad (1.53)$$

Comme à l'instant $t = 0$ la vitesse est nulle, les coefficients K_{stat_i} sont directement obtenus à partir de l'Eq. 1.46 en se plaçant à fréquence nulle (Cf. Fig. 1.9). Ainsi, les coefficients d'amortissement $c_i(a_0)$ sont nuls et les coefficients de rigidité $k_i(a_0)$ sont égaux à 1. Les conditions initiales sont alors reformulées sous forme matricielle à partir de

1.5. RÉOLUTION GLOBALE DU SYSTÈME SOL-STRUCTURE

l'expression des fonctions d'impédance (Eq. 1.45) telle que:

$$\begin{Bmatrix} x_1^0 \\ x_0^0 \\ \phi^0 \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} k_1 & 0 & 0 \\ 0 & \tilde{k}_{hx} & \tilde{k}_{hxy} \\ 0 & \tilde{k}_{ryhx} & \tilde{k}_{ry}/H \end{bmatrix}^{-1} F_0 \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{pmatrix} \quad (1.54)$$

Elles permettent le calcul de la réponse du système sol-structure par:

$$x(t) = \begin{Bmatrix} x_1^0 \\ x_0^0 \\ \phi^0 \end{Bmatrix} \cos(\tilde{\omega} t) e^{-\tilde{\zeta} \tilde{\omega} t} \quad (1.55)$$

dans laquelle $\tilde{\omega}$ et $\tilde{\zeta}$ sont respectivement la fréquence et l'amortissement d'ensemble du système sol-fondation-structure.

1.5.2 Chargement harmonique

Dans le cas d'un chargement harmonique, l'équilibre de la structure peut être établi par le principe de d'Alembert appliqué au système global sol-fondation-structure (Fig. 1.10a). En considérant les équilibres de la fondation et de la structure, on obtient les expressions suivantes:

$$\begin{aligned} m_1 : m_1(\ddot{x}_1 + \ddot{x}_0 + H\ddot{\phi}_y) + c_1\dot{x}_1 + k_1x_1 &= -m_1\ddot{x}_g \quad (\text{translation}) \\ m_0 : m_0\ddot{x}_0 + \tilde{c}_{hx}\dot{x}_0 + \tilde{k}_{hx}x_0 + \tilde{c}_{hxy}\dot{\phi}_y + \tilde{k}_{hxy}\phi_y - \\ &\quad c_1\dot{x}_1 - k_1x_1 = -m_0\ddot{x}_g \quad (\text{translation}) \quad (1.56) \\ J_0\ddot{\phi}_y + \tilde{c}_{ry}\dot{\phi}_y + \tilde{k}_{ry}\phi_y + \tilde{c}_{ryhx}\dot{x}_0 + \tilde{k}_{ryhx}x_0 - \\ &\quad Hc_1\dot{x}_1 - Hk_1x_1 = 0 \quad (\text{rotation}) \end{aligned}$$

où x_1 , x_0 et ϕ_y correspondent respectivement au déplacement inertiel (ou flexion) de la structure m_1 , au déplacement relatif horizontal de la fondation m_0 par rapport au sol et à la rotation relative de la fondation, en supposant que la rotation du sol peut être négligée. Le déplacement total de la structure est représenté par:

$$x^T = x_1 + x_0 + H\phi_y + x_g \quad (1.57)$$

On peut aussi exprimer la réponse de la structure en fonction de la fixité de sa base. Ainsi, le comportement de la **structure à base fixe** pourra être obtenu en considérant une structure fondée sur rocher, les mouvements de la fondation étant à ce moment-là bloqués. Par opposition, on parlera de **structure à base mobile** quand elle sera fondée

sur un sol suffisamment mou pour autoriser un déplacement relatif de la fondation par rapport au sol.

Par analogie avec l'Eq. 1.25, on exprime l'Eq. 1.57 sous forme matricielle par la relation suivante:

$$[M] \{\ddot{x}\} + [C] \{\dot{x}\} + [K] \{x\} = -\{\hat{m}\} \ddot{x}_g \quad (1.58)$$

avec:

- $[M] = \begin{bmatrix} m_1 & m_1 & Hm_1 \\ 0 & m_0 & 0 \\ 0 & 0 & J_0 \end{bmatrix}$: matrice de masse du système sol-structure;
- $[K_t] = [K] + i\omega[C] = \begin{bmatrix} k_1 + i\omega c_1 & 0 & 0 \\ -k_1 - i\omega c_1 & \tilde{k}_{hx} + i\tilde{c}_{hx} & \tilde{k}_{hxy} + i\tilde{c}_{hxy} \\ -H(k_1 + i\omega c_1) & \tilde{k}_{ryhx} + i\tilde{c}_{ryhx} & \tilde{k}_{ry} + i\tilde{c}_{ry} \end{bmatrix}$: matrice de rigidité du système sol-structure, où $k_1 = \omega_1^2 m_1$ et $c_1 = 2\omega_1 m_1 \zeta_1$;
- $\{\hat{m}\} = \begin{Bmatrix} m_1 \\ m_0 \\ 0 \end{Bmatrix}$: vecteur des masses où s'appliquent les efforts d'inertie;

La solution matricielle de la réponse du système est obtenue par résolution dans le domaine de Laplace de la même façon que pour le système élémentaire (Eq. 1.30) telle que:

$$\{X\}(\omega) = -([K_t] - [M]\omega^2)^{-1} (\{\hat{m}\} X_g(\omega)\omega^2) \quad (1.59)$$

avec $\{X\} = \langle X_1 \ X_0 \ \Phi_y \rangle^T$: vecteur des transformées de Fourier des déplacements provoqués par le chargement harmonique X_g .

On s'aperçoit que pour un chargement harmonique de type séisme, le comportement de la structure se déduit des paramètres dynamiques f_1 et ζ_1 (Eq. 1.59) qui correspondent au comportement de la structure à base fixe. Pour les oscillations libres, la réponse du système est obtenue à partir des paramètres de la structure à base mobile \tilde{f} et $\tilde{\zeta}$, c'est-à-dire qui intègrent l'effet de l'interaction sol-structure. Cette différence essentielle se traduira par des approches différentes des problèmes analytiques que nous étudierons par la suite. Dans le premier cas, la réponse de la structure sera calculée en fréquence afin de tenir compte des impédances tandis que pour le deuxième cas, elle se fera directement en temps.

1.6 Interaction Structure-Sol (ISTs)

En réaction aux déplacements de la structure, des efforts se développent au niveau du contact du sol avec la fondation. L'impédance de la fondation peut cette fois être utilisée

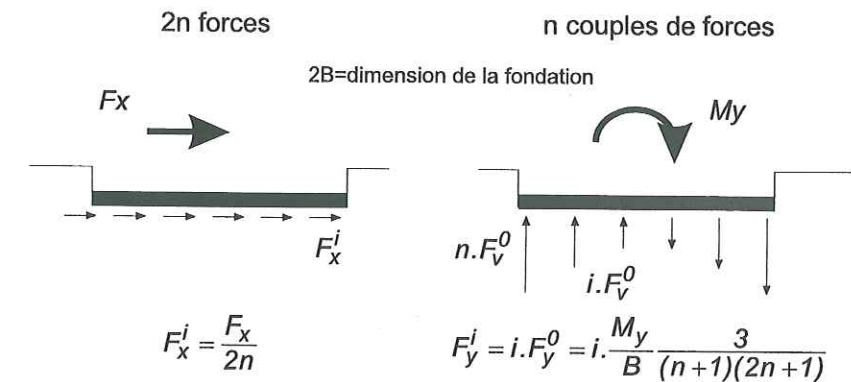


FIG. 1.11 – Représentation des efforts distribués le long du contact sol-fondation.

en considérant directement la définition élémentaire de l'impédance (Eq. 1.34) qui relie le déplacement d'un oscillateur à la force qui lui est appliquée. L'Eq. 1.34 peut ainsi être réécrite par:

$$\begin{Bmatrix} F_x \\ M_y \end{Bmatrix}(\omega) = \begin{bmatrix} K_{hx} & K_{hxy} \\ K_{ryhx} & K_{ry} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_0 \\ \Phi_y \end{Bmatrix}(\omega) \quad (1.60)$$

F_x et M_y sont les réactions du sol qui vont s'opposer respectivement au déplacement horizontal et à la rotation de la fondation. Elles dépendent de la fréquence et peuvent être associées à une force de cisaillement et à un moment de flexion d'axe horizontal.

Afin de reproduire le mouvement du sol provoqué par ces efforts, F_x et M_y sont assimilés à des sources sismiques ponctuelles. Elles s'appliquent au sol au niveau du contact sol-fondation, c'est-à-dire qu'elles représentent des sources de surface ou de sub-surface quand la fondation est superficielle ou enfouie. Pour simuler l'extension du contact sol-fondation, elles sont décomposées en sous-forces élémentaires, uniformément réparties le long du contact. Seul le contact inférieur sera pris en compte afin de simplifier la représentation des sources sismiques (Fig. 1.11). Comme nous le verrons par la suite, ce choix ne semble pas être contraignant pour la validité des résultats. En effet, à des distances grandes par rapport à la dimension de la fondation, celle-ci peut être considérée comme ponctuelle. La force horizontale F_x sera ainsi décomposée en $2n$ sous-forces horizontales, tandis que le moment M_y sera représenté par n couples de forces verticales d'amplitude proportionnelle à leur distance au centre de la fondation (Fig. 1.11).

Le champ d'onde rayonné par ces forces est obtenu par l'utilisation du code de calcul proposé par Hisada (1994, 1995). Hisada a amélioré la technique du nombre d'onde discret de Bouchon (1981). Il définit une solution analytique pour calculer les déplacements (et les efforts) des fonctions de Green dynamiques, pour des demi-espaces infinis, stratifiés et

visco-élastiques. On peut ainsi obtenir en tout point de l'espace (ou récepteur) le mouvement temporel du sol provoqué par une force (ou source) ponctuelle horizontale (en x ou y) ou verticale appliquée à l'origine du repère.

L'originalité de la méthode d'Hisada réside dans son aptitude à considérer des récepteurs et des sources à des profondeurs identiques, cas dans lequel l'intégration des fonctions de Green, dont la variable d'intégration est le nombre d'onde horizontal, converge difficilement. Plus la position en z du récepteur se rapproche de celle de la source, plus la fonction intégrée oscille.

Hisada (1994, 1995) considère une onde sphérique dynamique. Suivant le principe de Huygen, elle peut être décomposée en ondes cylindriques à l'aide des équations de Sommerfeld (Aki and Richards, 1980):

$$\frac{1}{R} \exp\left(i\frac{\omega}{c}R\right) = \int_0^\infty \left[\frac{k}{v} \exp\{-v|z-h|\} J_0(kr)\right] dk \quad (1.61)$$

avec $R = \sqrt{r^2 + (z-h)^2}$, $v^2 = k^2 - \left(\frac{\omega}{c}\right)^2$ et $\text{Re}(v) \geq 0$. h et z sont les profondeurs auxquelles se trouvent respectivement la source et le récepteur, r est la distance horizontale entre la source et le récepteur, c est la vitesse du milieu, ω est la pulsation, J_0 est la fonction de Bessel d'ordre 0 et k représente le nombre d'onde horizontal. Dans le cas où la source et le récepteur sont à la même profondeur, l'Eq. 1.61 devient:

$$\frac{1}{r} \exp\left(i\frac{\omega}{c}r\right) = \int_0^\infty \left[\frac{k}{v} J_0(kr)\right] dk \quad (1.62)$$

La solution de l'Eq. 1.62 est plus difficile à obtenir que celle de l'Eq. 1.61. En effet, le terme exponentiel $\exp\{-v|z-h|\}$ qui favorisait la convergence, disparaît ce qui fait osciller la fonction intégrée. Son amplitude décroît lentement avec la valeur du nombre d'onde.

Le même problème existe pour les fonctions de Green d'un demi-espace stratifié. Pour y remédier, une méthode analytique a été proposée par Apsel et Luco (1983). Elle est basée sur le fait que, lorsque le nombre d'onde augmente, la fonction intégrée de l'expression des fonctions de Green dynamiques converge vers celle des fonctions de Green statiques. Hisada (1994, 1995) propose alors d'utiliser cette particularité pour résoudre l'Eq. 1.61. En considérant $\omega = 0$, sa solution statique est exprimée par:

$$\frac{1}{R} = \int_0^\infty [\exp\{-k|z-h|\} J_0(kr)] dk \quad (1.63)$$

Il est clair que la fonction intégrée de l'Eq. 1.61 approche celle de l'Eq. 1.63 quand k augmente. En soustrayant l'Eq. 1.63 de l'Eq. 1.61, on obtient:

$$\frac{1}{R} \exp\left(i\frac{\omega}{c}R\right) = \int_0^\infty \left[\left\{\frac{k}{v} \exp\{-v|z-h|\} - \exp\{-k|z-h|\}\right\} J_0(kr)\right] dk + \frac{1}{R} \quad (1.64)$$

La fonction intégrée de l'Eq. 1.64 converge alors rapidement avec le nombre d'onde, et en particulier quand $z = h$. Dans ce que là, l'Eq. 1.64 devient:

$$\frac{1}{r} \exp\left(i\frac{\omega}{c}r\right) = \int_0^\infty \left[\left\{\frac{k}{v} - 1\right\} J_0(kr)\right] dk + \frac{1}{r} \quad (1.65)$$

Le problème principal de cette méthode est qu'il n'existe pas, dans le cas d'un demi-espace stratifié, de solutions intégrales analytiques pour obtenir la partie statique des fonctions de Green. Apsel et Luco (1983) approchent cette solution en considérant un demi-espace homogène constitué du matériau de la couche où se trouve la source.

Nous avons ainsi à notre disposition un outil particulièrement adapté à nos configurations. Nous voulons en effet pouvoir calculer le champ rayonné par des sources de surface ou de sub-surface.

1.7 Conclusions

Nous venons de présenter l'éventail des principes fondamentaux utilisés depuis le calcul des mouvements de la structure jusqu'à la méthode d'estimation de la contamination du mouvement du sol induite par la vibration d'une structure. Cette présentation est volontairement sommaire car les grands principes, mais aussi les détails de la dynamique des structures, ont été largement diffusés par des ouvrages généraux. Comme l'objectif de ce travail n'est pas de reproduire l'ensemble des connaissances de cette thématique, nous nous sommes obligés à ne présenter qu'un rappel des définitions et des méthodes générales qui seront utilisés dans cette étude.

D'autre part, ce travail s'inscrit dans le cadre d'une formation doctorale à caractère plus physique que mécanique. Il nous a ainsi semblé utile, dans un souci de clarté, de présenter ce rappel, les problèmes de vibrations mécaniques n'étant pas des principes couramment utilisés dans les sciences de la terre.

D'autre part, des omissions peuvent apparaître mais elles sont généralement volontaires afin de ne pas alourdir le texte. Par exemple, l'importance de la non-linéarité n'a pas été abordée puisque nous ne nous intéresserons, ici, qu'à des cas linéaires.

Partie 2:

Interaction Structure-Sol

Chapitre 2

Interaction Structure-Sol (IStS)

Effets de la vibration d'un bâtiment sur le mouvement du sol.

Experimental and numerical analysis of soil motions caused by free vibrations of a building model.

Philippe GUEGUEN – Pierre-Yves BARD – Carlos S. OLIVEIRA

papier sous presse dans *Bulletin of Seismological Society of America*

Résumé. Dans cette partie, nous abordons l'effet que provoque la vibration d'un bâtiment sur le mouvement du sol. C'est ce que nous avons appelé l'*interaction Structure-Sol (IStS)*. Pour cela, nous présentons les résultats d'une expérience réalisée sur le bâtiment expérimental (échelle 1/3) du site test européen de Volvi, proche de Thessalonique (Grèce). La structure est soumise à des essais de lâcher qui entraînent les vibrations libres de la structure. A l'aide d'un réseau de stations placées à proximité du bâtiment, nous avons identifié et analysé l'énergie relâchée dans le sol par le bâtiment sous forme d'ondes sismiques. Plusieurs essais ont été réalisés dans les deux directions horizontales de la structure.

Nous avons ensuite mis au point une modélisation analytique qui a été validée par comparaison avec les données expérimentales. Le modèle consiste à calculer dans un premier temps le mouvement de la structure. L'interaction sol-structure a été prise en compte par l'utilisation de fonctions d'impédance. Une fois que les déplacements sont obtenus, les efforts de réaction développés au niveau du contact sol-fondation sont calculés. Ils sont assimilés à des sources sismiques ponctuelles et de surface, qui produisent alors un champ d'onde rayonné dans le sol.

2.1 Introduction

The effects of soil-structure interaction (*SSI*) have been analyzed for a very long time in order to study the seismic behavior of civil engineering structures and to assess the potential damage to the structures themselves, in case of a strong or moderate seismic event. For example, Merrit and Housner (1954) showed with a simple numerical model that the fundamental frequency of a building resting on soft soil might be lowered. This phenomenon has received numerous experimental evidences, as for instance the measured shift of fundamental frequency from the fixed-base, f_1 , to the flexible-base, \tilde{f} , structure (Jennings and Bielak, 1968; Stewart et al., 1999a), or the significant part of rocking motion in recorded building motion (Bard, 1988; Bard et al., 1992), also supported by numerical computations (Paolucci, 1993; Guéguen, 1995; Bard et al., 1996; Stewart et al., 1999a) considering the effects of soil and building characteristics (e.g., shear-wave velocity, building mass, footing radius...) on building behavior. On the other hand, the scattering of incident waves from the foundation has been studied through experimental approaches (Lee et al., 1982; Moslem and Trifunac, 1987) and by simple analytical models (Trifunac, 1972; Wong and Trifunac, 1975). The conclusion was that this aspect of *SSI* might contribute to modification and amplification of recorded motions near the foundations of large buildings and also contribute in such case to modify the response of neighboring buildings (Wong and Trifunac, 1975).

Furthermore, it is also known that the dissipation of the building vibration energy takes place essentially through the soil-foundation contact by producing a wave field that is radiated back into the ground. Such assertion has been reported by Jennings (1970) during vibration tests of the Millikan Library, a nine-story building on Caltech campus: an induced horizontal ground motion was recorded by seismographs located at distances up to 6 km from the building. A station at around 13 km also recorded simultaneously the vertical ground motion (around 0.02% of the initial motion at building top), showing that the surrounding, as well as the distant free-field motion, could be influenced by the multi-story building motion. Kanamori et al. (1991) also confirmed this assertion in southern California. They attributed the origin of a pulse recorded on seismic stations to a seismic *P*-wave generated by the motion of high-rise buildings in downtown Los Angeles, which had themselves been excited by the shock wave produced by the re-entry into the atmosphere of the Columbia space shuttle.

Related (although somewhat different) observations have also been reported in Sweden (Erlingsson and Bodare, 1996) during two rock music concerts in the Ullevi stadium. Considerable vibrations of the ground and of the structure have been felt when the large audience at the outdoor stadium started to jump in phase with the music. These effects have been explained by the presence underneath the stadium of a soft clay deposit

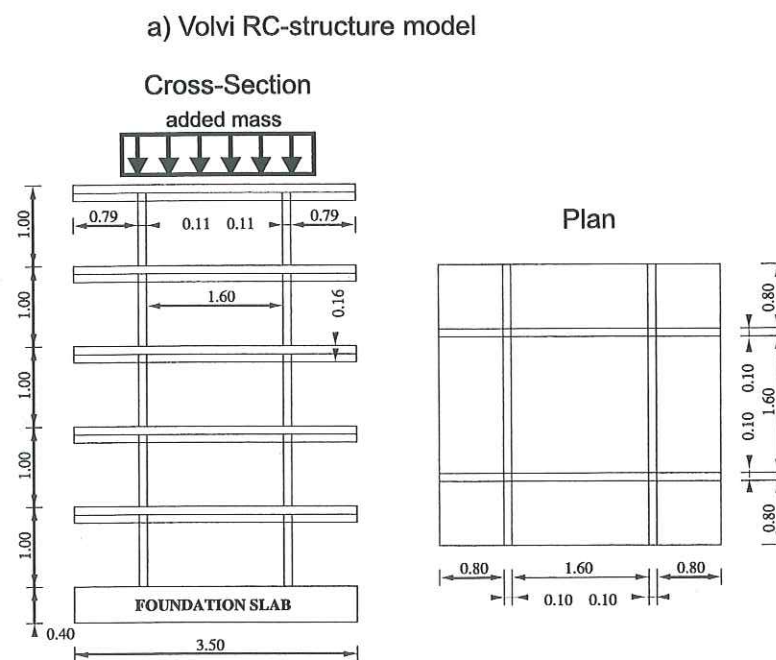
having a fundamental frequency close to the "jumping" frequency. The vibrations were then transmitted to the superstructure through piles foundation interaction and produced strongly felt motion because the fundamental frequency of the superstructure was close to those of the beat.

Oscillating structure effects on the surrounding free-field motion have also been evaluated by recent numerical studies carried out by Guéguen (1995), Wirgin and Bard (1996), and Bard et al. (1996) using 2D and/or 3D simplified models. Nonnegligible modifications of the free-field motion, due to large-building vibrations effects, have been computed at distances up to several hundred meters from the building base in the case of very soft soil. However, the practical reliability of these numerical results is still unknown because of the lack of appropriate experimental results: the part of *SSI* energy in the ground motion is generally shrouded in the incident wave field, stacked to the radiated motion from the multitude of close buildings.

To fully evaluate the effects of *SSI* on recorded free-field motion, both the scattering of incident waves from the foundation, and the wave field radiated back into the half-space, in relation with building response have then to be considered. Nevertheless, the present article focuses only on the latter aspect of the *SSI* phenomenon. The Volvi test site (Euro-Seistest, 1995), located on the Volvi sedimentary basin near Thessaloniki (Greece), provided an ideal framework for these investigations. A multi-story RC-structure model with surface square foundation (Manos et al., 1995) has been erected at a one-third scale. Moreover, comprehensive geophysical and geotechnical surveys led to a detailed knowledge of the geotechnical and structural characteristics of the soil (Euro-Seistest, 1995). In order to study the effects of the structure on the free-field motion, a field experiment has thus been performed, which consisted in installing a series of 3C-seismic stations in the immediate vicinity of the structure. The motion induced by building free oscillations, resulting from a pull-out test (*POT*), were then recorded at the free-field ground surface in the three main directions of the structure (longitudinal, transverse, and vertical). A numerical computation has also been done, which consisted of comparing the soil-building system to a three degree of freedom model (*3DOF*) and in computing the induced radiated wave field at increasing distances from the building.

This article successively presents the experimental observations, the numerical model, the resulting computation, and their comparison with observed data.

19 AOÛT 2003
 Univ. J. Fourier - O.S.U.G.
 MAISON DES GEOSCIENCES
 DOCUMENTATION
 B.P. 53
 F. 38041 GRENOBLE CEDEX
 Tél. 04 76 63 54 27 - Fax 04 76 51 40 58
 Mail: ptalour@ujf-grenoble.fr



b) Pull-Out-Test procedures

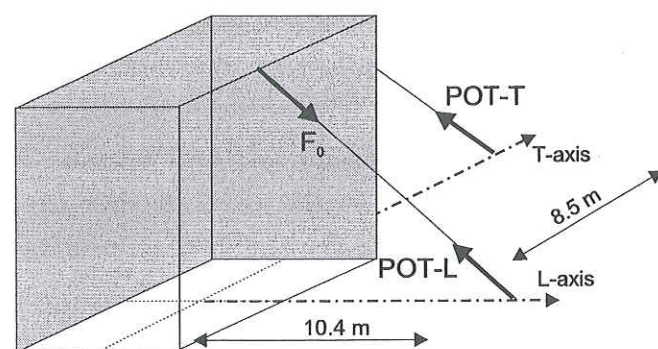


FIG. 2.1 – a) Five-story RC-building model (one-third scale) of the Euro-Seistest project (1995), with the equivalent to sixth story added mass, made of six concrete girders. b) POT procedures in the L (POT-L) and T (POT-T) directions. F_0 corresponds to the traction force applied between the building top and the close free-field through a steel cable.

2.2 Experimental results

2.2.1 The Experiment

Since 1993, a European test site for engineering seismology, earthquake engineering, and seismology (Euro-Seistest, 1995) has been set up in the Volvi sedimentary basin, near Thessaloniki (Greece). One goal of the Euro-Seistest project was the construction of a

multi-story structure model at a one-third scale ($3.5 \times 3.5 \times 5.4$ m), in order to investigate its behavior under loading. It consists of a RC-frame, with masonry infilled panels, resting on surface square footing (0.40 m thick) (Fig. 2.1.a). Detailed information about the material and the construction sequences are shown in the final scientific report (Euro-Seistest, 1995; Manos et al., 1995). It was densely instrumented with accelerometers in order to record and to analyze its seismic behavior in case of a strong or moderate seismic event. The seismic instrumentation consisted of a series of permanent accelerometer sensors placed at each story (Euro-Seistest, 1995). To analyze its vibration characteristics at low strains, the RC-model was forced into vibration by *POT* sequences, performed by a traction force, F_0 , applied at the top of the RC-structure through a steel cable anchored at nearby ground point, located at 10.4 and 8.5 meters from the building base for the *POT* performed in the *L* and the *T* direction, respectively (Fig. 2.1.b). After being prestressed, the cable was suddenly released and the free vibrations of the structure were recorded. Detailed results about first studies are shown in the final scientific report (Euro-Seistest, 1995; Manos et al., 1995). With respect to these early tests, the model building has been slightly modified to simulate a sixth story. An added mass was installed over the building top, made of six concrete girders with the support of four steel columns in order to simulate the mass and the position of the sixth story (Fig. 2.1.a). The total building-footing system height, h , is then modified from 5.4 m to 6.4 m. But the anchoring point at the building top was not changed.

In order to record the ground motion induced by structure vibrations, a dense temporary survey made of 21 three-component seismic stations (Tab. 2.1) has been installed in the close vicinity of the RC-structure (Fig. 2.2):

1. 14 Reftek stations along the longitudinal axis (*SeL*), connected to one *CMG5* accelerometer (Guralp products), four 2.0 Hz *L22* sensors (Mark products), and nine 0.05 Hz broadband *CMG40* sensors (Guralp products);
2. 5 Lennartz stations along the transverse axis (*SeT*) connected to 1.0 Hz Lennartz sensors (*LE01*);
3. 2 Lennartz stations along the diagonal direction (*SeD*), connected to one 1.0 Hz (*LE01*), and one 0.2 Hz (*LE02*) Lennartz sensors.

All the sensors have been oriented according to the main directions of the RC-building (Fig. 2.2): the longitudinal component is oriented positive outward from the building (i.e., east direction), the transverse component is 90 counterclockwise from the longitudinal (i.e., north direction), and the vertical component is positive in the upward direction. Two testing sequences have been performed; both consisted in two *POT* along the *T* (*POT-T*) and the *L* (*POT-L*) directions, respectively. The sensor position spread along

Sequence 1: POT-T(1) and POT-L(1)							
	SeL01	SeL02	SeL03	SeL04	SeL05	SeL06	SeL07
Sensor	CMG5	CMG40	L22	CMG40	CMG40	L22	CMG40
Distance	1.00	2.20	3.85	5.00	7.00	8.00	9.20
	SeL08	SeL09	SeL10	SeL11	SeL12	SeL13	SeL14
Sensor	CMG40	CMG40	CMG40	L22	L22	L22	L22
Distance	12.00	14.00	16.00	17.40	19.00	23.20	26.75

Sequence 2: POT-L(2) and POT-T(2)							
	SeL01	SeL02	SeL03	SeL04	SeL05	SeL06	SeL07
Sensor	CMG5	CMG40	L22	CMG40	CMG40	L22	CMG40
Distance	1.00	3.00	3.85	6.00	7.00	8.00	9.20
	SeL08	SeL09	SeL10	SeL11	SeL12	SeL13	SeL14
Sensor	CMG40	CMG40	L22	CMG40	L22	L22	L22
Distance	13.00	15.00	17.40	17.90	21.00	25.00	26.75

Sequence 1 and 2								
	SeT01	SeT02	SeT03	SeT04	SeT05	SeD01	SeD02	TST11
Sensor	LE1	LE1	LE1	LE1	LE1	LE1	LE02	CMG5
Distance	2.15	4.12	6.00	7.45	14.00	8.45	14.00	0.00

TAB. 2.1 – Characteristics of the temporary network installed in the vicinity of the RC-building model to record the distant motion from the building vibration test. The distance corresponds to the distance of the sensors from the building base edge.

the L axis changed between sequence 1 and 2, as shown in Tab. 2.1. The *TST11* station (Fig. 2.2) has been installed at the upper left corner of the basement in order to know the base motion induced by the amplitude value F_0 of the traction force.

2.2.2 Time Domain Traces

About 90% and 80% of *SeL* stations, 60% and 70% of *SeT* stations, and 75% and 100% of *SeD* stations worked during the sequences 1 and 2, respectively. For sake of simplicity, only the free-field velocities recorded during one *POT* in each direction are shown (Fig. 2.3). In the following, each trace is referred by the index of the recorded component of the motion, the axis of the station spreading, and the direction of the *POT* (e.g., the *ZLT* component corresponds to the Z component of the *SeL* stations during *POT-T*). Because of the high noise due to the bad atmospheric conditions, the traces have been filtered in the 1 – 10 Hz range with a Butterworth filter, giving in time a high signal-to-noise ratio. All the traces have been normalized with respect to the highest velocity

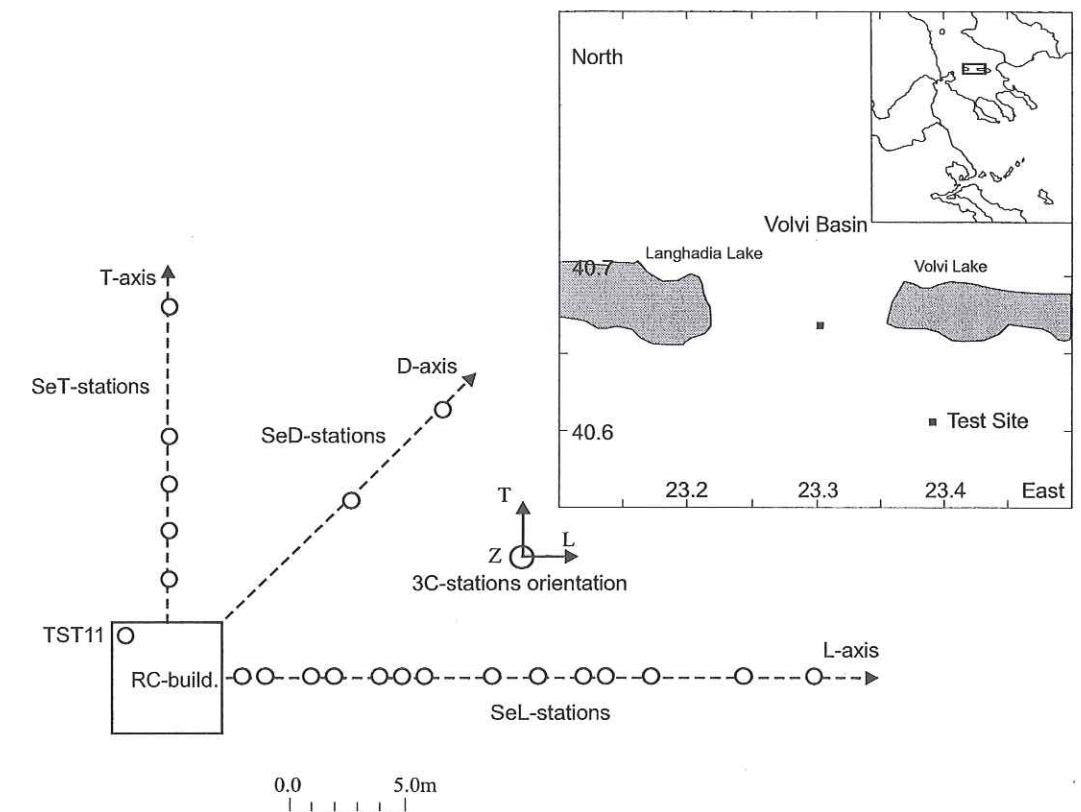


FIG. 2.2 – Location of the dense temporary network composed of 21 3C-seismic stations. Each stations (open circle) was oriented according to the three main building directions (L , T and Z direction).

of each series of components, excepted for the *TST11* station. The maximal velocity (in mm/sec) is indicated at the upper right side of each trace (Fig. 2.3).

Two kind of traces are observed in Fig. 2.3, depending on the observed component with respect to the *POT* direction, and showing the symmetry of the experimental data, obtained by permutation of the T and L index: (1) a continuous time decrease of the ground motion for the *LLL*, *ZLL*, and *LTL* components, as well as for the symmetrical *TTT*, *ZTT*, and *TLT* components, and (2) a spindle-shape envelope (i.e., wave packet) of the time decrease for the *ZLT* and *LLT* components, as well as for the symmetrical components, that is, the *ZTL* and *TTL* components.

The highest motion has been recorded (1) on the horizontal components parallel to the *POT* direction, namely the *TTT* (Fig. 2.3 A) and *LLL* (Fig. 2.3 B) components; and (2) on the vertical direction along the array parallel to the *POT* direction (Rayleigh waves), namely the *ZTT* (Fig. 2.3 A) and *ZLL* (Fig. 2.3 B) components. Unfortunately, no information is available concerning the amplitude of the *POT* forces. Nevertheless, as observed

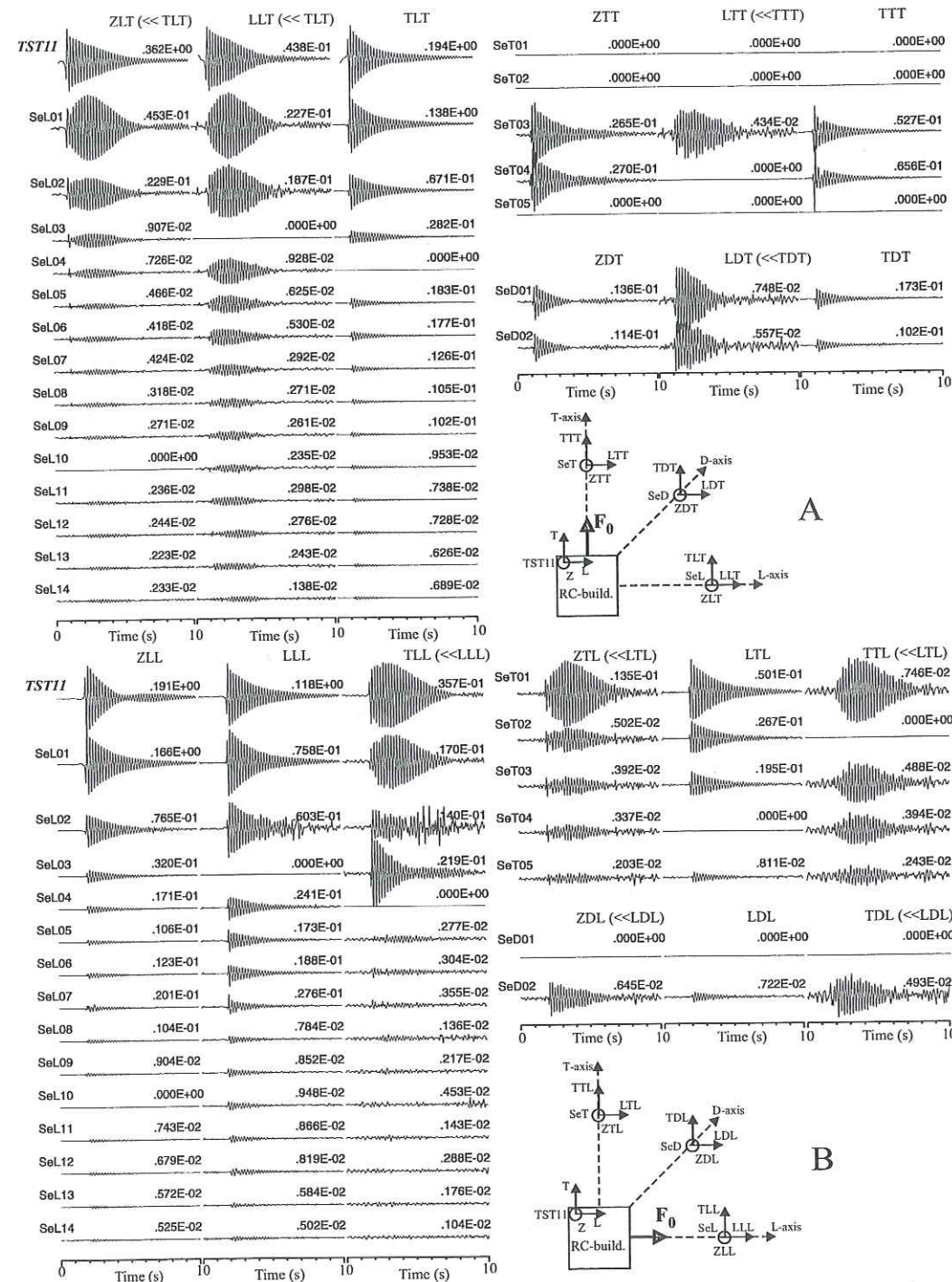


FIG. 2.3 – SeL, SeT, and SeD velocity records during the first sequence of POT. (A) POT in the T direction and (B) POT in the L direction. The traces represent the surface velocity (in mm/sec) and the right number is the maximal velocity. The flat traces represent failed components.

on the ground velocity records, *POT-T* (Fig. 2.3A) exciting force seems to be about two times larger than the *POT-L* (Fig. 2.3B), as especially shown on the *TST11* records, for which *ZTT* and *TTT* values are 0.362 and 0.194 mm/sec, respectively, while *ZLL* and *LLL* amplitudes are 0.191 and 0.118 mm/sec, respectively (i.e., $ZTT/ZLL \approx 1.9$ and $TTT/LLL \approx 1.7$).

The *TDT* and *LDL* components are consistent with the observations, as well as the vertical *ZDT* and *ZDL* components, which show the same wave shape independently of the *POT* direction. However, the *TDL* and *LDT* components seem to show an intermediate wave shape between perpendicular- and parallel-to-*POT* component wave shape of the *SeL* and *SeT* stations (Fig. 2.3). Smaller motions were recorded along horizontal components perpendicular to the *POT* direction (i.e., *LLT*, *LTT*, *TLL* and *TTL*) and along vertical component along arrays perpendicular to the *POT* direction (i.e., *ZLT* and *ZTL*) (Fig. 2.3). They show a wave packet with a spindle shape envelope, also numerically observed by Guéguen (1995) and Bard et al. (1996) at distances larger than 500 m, in the case of a more realistic building model resting on a very soft soil layer. They explained it by the coupled effect between propagation and trapping of surface waves diffracted by the foundation into the topmost superficial layer. Nevertheless, since the primary energy of vibration is here provided at the top of the building, in the case of pure longitudinal or transverse excitation, components should have information only on those which are in the same direction that the *POT* (i.e., the *LLL*, *ZLL*, *LTL* and *TTT*, *ZTT*, *TLT* components). Since the motion in *LLT* and *LTT* (Fig. 2.3A) and in *TLL* and *TTL* (Fig. 2.3B) directions are not zero, some explanations should be looked for. It may be caused by some interaction between *L* and *T* fundamental building mode, and/or by the torsion motion. Moreover, since the steel cable is anchored at the surface close point (Fig. 2.1), the vertical mode of vibration of the superstructure may be also excited. Finally, the sudden release of the force at the ground anchor may also generate waves in the ground that interfere with those radiated from the building.

This is consistent with the existence of two applied forces, suddenly released, one on top of the building and another at soil surface. We observe first an impulsive wave on various recorded free-field motion, on the vertical (e.g., *ZTL* and *ZLT*) and parallel-to-*POT* (e.g., *LLL* and *TTT*) components, with higher amplitude close to the anchoring point (e.g., *SeT03* and *SeT04*, component *TTT*).

2.2.3 Time Domain Decrease and Soil-Structure Damping

The components parallel to the *POT* direction (i.e., the *LLL*, *LTL*, *TTT* and *TLT* components) show a time-decrease which seems to be directly dependent on the apparent building-soil system damping ratio, $\tilde{\zeta}$ (Figs. 2.3 A, B). This one can be easily defined by

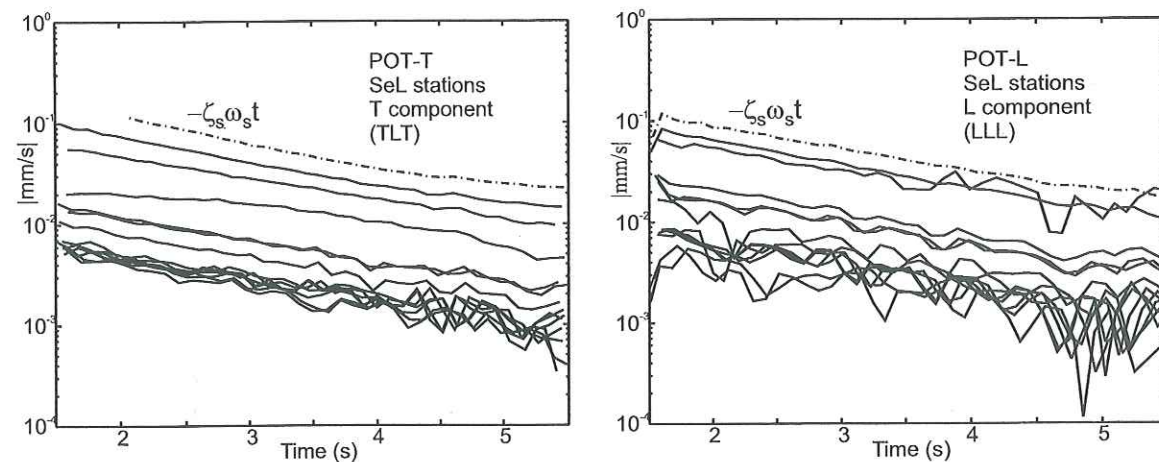


FIG. 2.4 – Time decrease of the absolute amplitude value of the velocities recorded by the *T* (left) and *L* (right) component of the *SeL* stations, respectively, during the *POT-T* and *POT-L* of the first sequence of test. The dashed lines represent the records of the *TST11* station.

the free-oscillations $x(t)$ of the building-soil system, which are expressed as:

$$x(t) = \cos \tilde{\omega} t \cdot e^{-\tilde{\zeta} \tilde{\omega} t} \quad (2.1)$$

where $\tilde{\zeta}$ is the apparent frequency of the building soil system. $\tilde{\zeta}$ can be measured by the slope of the envelope of the function (Clough and Penzien, 1975):

$$\ln |x(t)| = -\tilde{\zeta} \tilde{\omega} t \quad (2.2)$$

which leads in the present case to $\tilde{\zeta} \approx 1.5\%$ for the four *POT* (for $\omega_s = 2\pi\tilde{f}$, with $\tilde{f} = 4.9\text{Hz}$, as defined in the following part).

In this sense, the time decrease observed at each *SeL* stations (Fig. 2.4) shows the same downward slope and then confirms that the building-soil system damping mainly controls the time decrease of the free-field records. Moreover, the frequency of the wave train seems also to be only dominated by the first-mode frequency, \tilde{f} , of the system (Fig. 2.5c). In fact, the maximal spectral amplitude (*MSA*), computed by *FFT* for the *SeL* and *SeT* stations, corresponds respectively to around 4.761 Hz and 4.944 Hz for the *POT-T* (Fig. 2.5a) and *POT-L* (Fig. 2.5b) of both sequences, although the induced motion from the two *POT* performed in the same direction varied by a factor 2. We also note that the free-oscillation frequency differs between the *T* (4.761 Hz) and *L* (4.944 Hz) direction of the vibrations, which suppose some slight asymmetries of the structure as already mentioned by Manos et al. (1995) and Euro-Seistest (1995). However, it may also be induced by different *SSI*

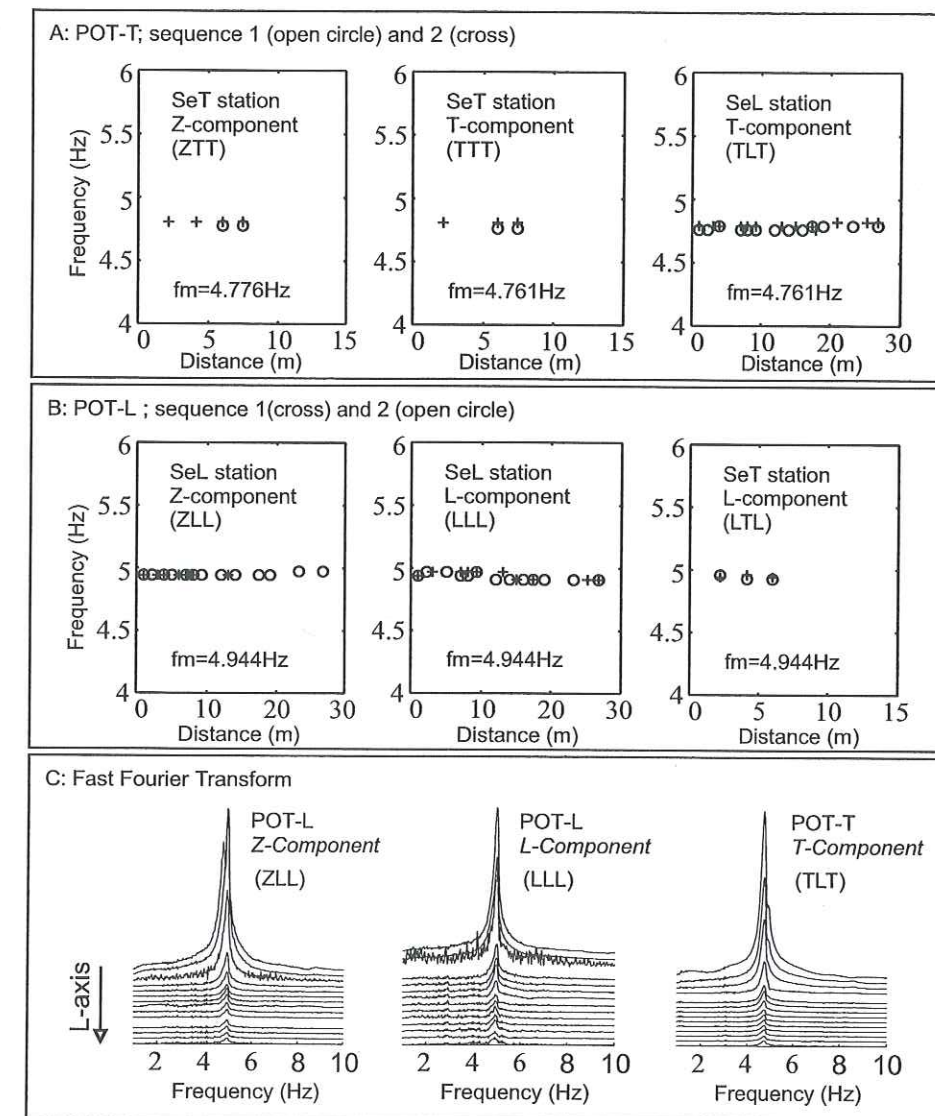


FIG. 2.5 – Frequency of the maximal spectral amplitude (*MSA*) of the free-field recordings, for the (A) *POT-T* and (B) *POT-L* of both sequences (the records done by the parallel-to-*POT* stations are only shown and the average frequency (f_m) of each series of records is computed) and (C) examples of spectra computed by fast Fourier transform (*FFT*) for the three components of the *SeL* stations.

characteristics due to soil inhomogeneity beneath the foundation. The close *T* and *L* frequencies may induce quite strong coupling effects between transverse and longitudinal modes and may then contribute to explain the spindle shape envelope of the free-field surface motion records. Strong coupling effects between horizontal and torsion response were previously observed by several authors, including Bard et al. (1992) and Trifunac

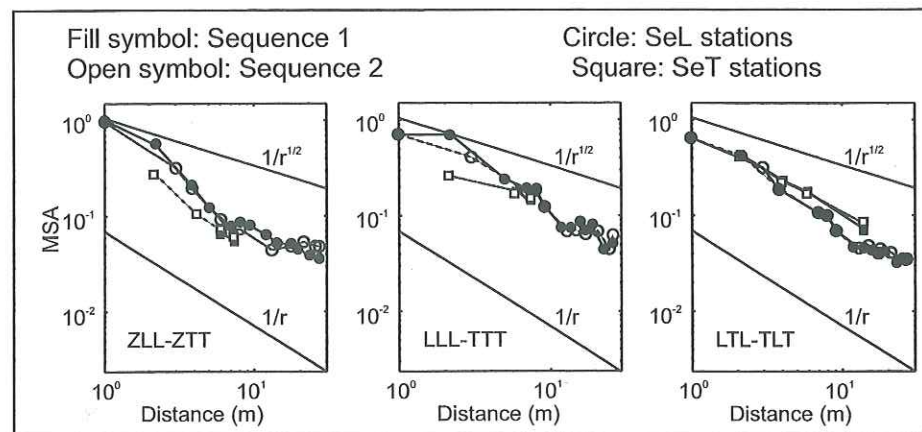


FIG. 2.6 – Spatial dependence of the *MSA* in the *L* and the *T* direction, recorded during the sequence 1 and 2. For sake of simplicity, only the main components are shown here; (left): vertical components of the parallel-to-POT stations (i.e., *ZLL* and *ZTT* components); (middle): parallel-to-POT components of the parallel-to-POT stations (i.e., *LLL* and *TTT* components); (right): parallel-to-POT components of the perpendicular-to-POT stations (i.e., *LTL* and *TLT* components).

et al. (1999), which could result from inhomogeneities of the soil below the foundation. Unfortunately, no information detailed enough about soil inhomogeneity at the soil-footing interface is available to explain the dissymetry. However, this issue is not within the scope of the present article.

2.2.4 Spatial Domain Decay

The spatial decrease of the maximal spectral amplitude (*MSA*), normalized with respect to the *MSA* of the *TST11* station, is displayed in Fig. 2.6 as function of distance *r* between building base and free-field sensors. Although the force amplitude, F_0 , was slightly different for each *POT*, as confirmed by the velocities amplitude of the *TST11* station, the spatial decay of the normalized *MSA* values is similar for the three components of the *SeL* and *SeT* stations. During both sequences, the *ZLL* and *ZTT* components do show *MSA* values of the same order, from around 25% of the base motion at distance around 7-8 m (i.e., two times the building base size) to 5% at 10 times the building base size. The *L* and *T* components also provide similar observations, the *MSA* values being also of the same order by comparing the *L* to the *T* components, and indicate the isotropic feature of Euro-Seistest ground behavior. Despite the small size of the structure, these values are very significant. Jennings (1970) recorded ground motion also dominated by the first mode of vibration of the nine-story Millikan Library building (around 20x22m

in plan) that had about 22% to 11% of the building base motion at around 20 and 30 m from the center of the foundation, respectively (i.e., around 9 and 18 m from the edge of the foundation, namely 1.0 and 1.5 times the building base size) with a range between $1/r$ and $1/r^{3/2}$ of the spatial decay. Close to the structure, spatial decay exhibits a $1/r^2$ dependence that could be related to the near-field terms. By modeling, for a less realistic *2D SH* model, Wirgin and Bard (1996) computed around 20% of the building top motion at around six times the building base size, while Guéguen (1995) and Bard et al. (1996), for a *3D* model of the Mexico City case, computed around 30% and 8% of the building base motion at around 2 times and 10 times the building base size. The ground motion observed in Volvi is therefore in satisfactory agreement with those previously observed experimentally or computed numerically.

Furthermore, the spatial decay of the *MSA* values also shows a slope break at around 7 m from the foundation slab (i.e., two times the building base size) on the *Z* component and around 10-12 meters (i.e. 3-3.5 times the building base size) on the *T*-component (and to some degree on the *L*-component), respectively. While at short distance, the spatial decay is more rapid, with a decay rate close to the $1/r$ rate of body waves (or $1/r^2$ corresponding to the near-field terms), it becomes slower at longer distances and becomes closer to the $1/\sqrt{r}$ decay of surface waves, this observation being independent of the observation direction (*SeL* or *SeT* stations). Thus, the free-field records seem to provide the transition distance at which the diffracted wave field induced by the free oscillations of the building becomes dominated by surface waves, which may be either Rayleigh waves (*LL* or *TT*) or Love waves (*TL* or *LT*).

2.3 Numerical computation

2.3.1 Generalities

In order to model the effects of the structure on the close free-field, the soil and building properties have to be accurately known, including the soil-foundation interface. A *3DOF* (Fig. 2.7A) has been used in a first step to simplify the numerical computation of the *SSI* effects. This model has been widely employed in previous studies (e.g., Jennings and Bielak, 1973; Todorovska and Trifunac, 1992; Wolf, 1985; Paolucci, 1993; Guéguen, 1995; Bard et al., 1996). The soil is represented by a linear, isotropic, elastic, stratified half-space, and the soil-foundation system is approximated by discrete springs and dashpots, which are depending upon soil-foundation system configurations. The spring and dashpot properties must be frequency dependent (Hsieh, 1962). As commonly defined in structural analysis, the building itself is modeled by a linear, viscous damped oscillator. Moreover, the foundation is assumed to move as a rigid body, without uplift between the base and the

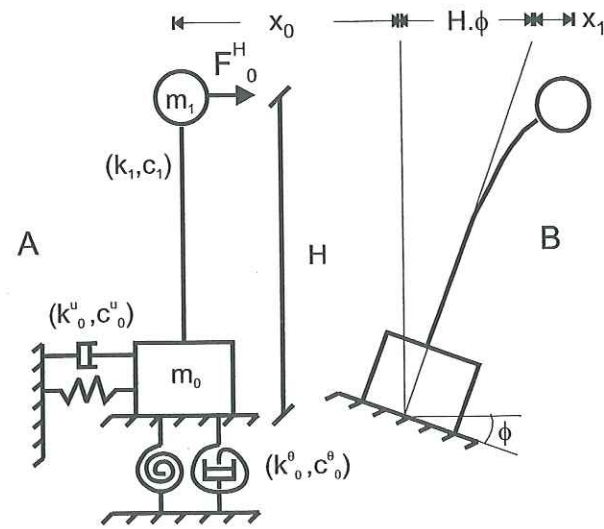


FIG. 2.7 – (MDOF) building model including the soil-structure interaction for numerical computation (A) and its associated motion (B) induced by an equivalent horizontal POT force F_0^H .

foundation. Recent studies (e.g., Trifunac et al, 1999) showed experimental evidence for the flexibility of a building foundation and generally focused on rocking mode (Liou and Huang, 1994). Nevertheless, the common assumption, which considers the foundation as rigid, reduces the number of degrees of freedom of the model and gives good approximation for a long wavelength relative to the foundation dimensions (Lee, 1979). The SSI effects of the vertical and torsional motion of the structure are considered negligible with respect to the translation and rocking (Paolucci, 1993), as well as for the mode shapes other than the fundamental (Jennings and Bielak, 1973).

As commonly considered in earthquake engineering studies, the soil-structure system is subjected to a seismic motion represented by only the horizontal ground motion (x_g). With such assumptions, the total motion, x_t , of the building mass, m_1 , concentrated at the height H is related to (1) the horizontal displacement, x_1 , due to internal deformation; (2) the horizontal displacement, x_0 , of the base mass, m_0 , relative to the free-field motion, x_g ; and (3) the rotational motion, ϕ , of the basement (Fig. 2.7B) (Paolucci, 1993; Guéguen, 1995; Bard et al., 1996). H is interpreted as the distance from the ground surface to the centroid of the inertial forces associated with the first mode of vibration. The total horizontal motion x_t of the structure relative to the soil is then the sum of the 3DOF

($x_t = x_0 + x_1 + H\phi$), which are derived from the following classical equation of motion:

$$[M] \ddot{x}_t + [C] \dot{x}_t + [K] x_t = -\{p\} \ddot{x}_g \quad (2.3)$$

for which $[M]$, $[C]$ and $[K]$ are the mass, damping, and stiffness matrix of the soil-foundation-structure system, respectively, and $\{p\}$ is the centroid mass vector, such as:

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & m_1 & H.m_1 \\ 0 & m_0 & 0 \\ 0 & 0 & J_0 \end{bmatrix} \quad (2.4)$$

$$[K] = \begin{bmatrix} k_1 & 0 & 0 \\ -k_1 & k_0^u & k_0^{u\theta} \\ -H.k_1 & k_0^{\theta u} & k_0^\theta \end{bmatrix} \quad (2.5)$$

$$[C] = \begin{bmatrix} c_1 & 0 & 0 \\ -c_1 & c_0^u & c_0^{u\theta} \\ -H.c_1 & c_0^{\theta u} & c_0^\theta \end{bmatrix} \quad (2.6)$$

and

$$\{p\} = \begin{Bmatrix} m_1 \\ m_0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.7)$$

where J_0 is the rotational moment of inertia of the foundation, and k_i^j and c_i^j are dynamic stiffness and viscous damping ratio for the building ($i = 1$) and for the soil-foundation system ($i = 0$), the equilibrium equation of motion accounting for translational ($j = u$), rotational ($j = \theta$), and coupled ($j = u\theta$) modes for the soil-foundation system.

In case of soil-structure system subjected to an external traction force applied at the RC-structure top, the horizontal and angular motions of the structure relative to the soil are then derived from Eq. 2.3 as:

$$[M] \ddot{x}_t + [C] \dot{x}_t + [K] x_t = 0 \quad (2.8)$$

This equation can be easily solved in time domain for the case of a free-oscillating damped system and then give:

$$\begin{Bmatrix} x_1 \\ x_0 \\ \phi \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} x_1^0 \\ x_0^0 \\ \phi^0 \end{Bmatrix} \cdot \cos(\tilde{\omega}t) \cdot e^{-\tilde{\zeta}\tilde{\omega}t} \quad (2.9)$$

where $\{x_1^0 x_0^0 \phi^0\}^T$ are initial displacements of the soil-foundation-structure system, and ω_s and $\tilde{\zeta}$ are the circular frequency ($\tilde{\omega} = 2\pi/\tilde{T}$) and the damping ratio of the flexible-base structure, respectively (see further).

Initial conditions are derived from the position of the system just before the *POT* (i.e., $t = 0$) and are obtained by applying the equilibrium formulation to the structure (mass m_1) and to the foundation system (mass m_0) for the translation and the rotation modes, such as:

$$\begin{aligned} \text{for } t=0 \text{ mass } m_1 : & k_{stat_s} \cdot x_1^0 + F_0^H = 0 & (\text{translation}) \\ \text{mass } m_0 : & k_{stat_s} \cdot x_1^0 - k_{stat0}^u \cdot x_0^0 - k_{stat0}^{u\theta} \cdot \phi^0 = 0 & (\text{translation}) \\ & H \cdot k_{stat_s} \cdot x_1^0 - k_{stat0}^{\theta u} \cdot x_0^0 - k_{stat0}^\theta \cdot \phi^0 = 0 & (\text{rotation}) \end{aligned} \quad (2.10)$$

For the rotation equilibrium, the effect of foundation thickness is neglected with regard to the rotation of the structure (Paolucci, 1993). F_0^H is the horizontal component of the pull-out force and k_{stat_s} and k_{stat0}^j 's are the static stiffness of the structure and of the soil-footing systems, respectively.

As aforementioned, impedance functions model the dynamic stiffness and damping characteristics and are complex valued and frequency dependent. Therefore, static stiffness may be deduced from impedance functions at null frequency ($\omega = 0$), as follows:

1. the impedance function, K_s , of the soil-structure system is defined as $K_s = k_s + i\omega c_s$ where k_s and c_s are the elastic stiffness and viscous damping (proportional to the stiffness) coefficients corresponding to the fundamental mode of vibration, respectively, and are given as function of the fundamental period \tilde{T} ($= 2\pi/\omega_s$) and the damping ratio $\tilde{\zeta}$ of the flexible-base structure as following:

$$k_s = \frac{4\pi^2 m_1}{\tilde{T}^2} \text{ and } c_s = \frac{4\pi m_1 \tilde{\zeta}}{\tilde{T}} \quad (2.11)$$

The static stiffness is then derived from Eq. 2.11, that is, $k_{stat_s} = k_s$.

2. the impedance functions K_j of the soil-foundation system is expressed for the translational ($k_0^u + i\omega c_0^u$), rotational ($k_0^\theta + i\omega c_0^\theta$) and coupled ($k_0^{u\theta} + i\omega c_0^{u\theta}$) modes of soil-structure interaction. In this study, the K_j frequency-dependent coefficients are provided in the handbook of impedance functions (Sieffert and Cevaer, 1992), which reviewed all impedance functions of surface footings published in the relevant literature, so as to provide, at least in a first step, the adequate help in the majority of cases (e.g., Veletsos and Wei, 1971; Luco and Westmann, 1971; Kausel, 1974; Luco, 1974; Gazetas, 1983; Apsel and Luco, 1987). Impedance functions are formally expressed as:

$$K_j = k_{stat0}^j [k_0^j(a_0) + ia_0 c_0^j(a_0)] \quad (2.12)$$

in which k_{stat0}^j represents the static stiffness of the soil-foundation system as a function of the soil characteristics (e.g., shear modulus and Poisson ratio, as well as

topmost layer thickness) and foundation geometry (e.g., radius and embedment values), and k_0^j and c_0^j represent the dimensionless impedance functions that can be interpreted as the stiffness and the viscous damping of frequency-dependent spring and dashpot, respectively (Hsieh, 1962). They are real and given in relation to the dimensionless circular frequency $a_0 = \omega Re/\beta$, where ω stands for the circular frequency of excitation, β stands for the shear-waves velocity into the soil, and Re is the equivalent radius of the footing. At null frequency ($\omega = 0$), the impedance function is equivalent to the static stiffness, that is, $k_0^j(a_0) = 1$ and $c_0^j(a_0) = 0$. In case of rectangular footings, we approximate the equivalent radius Re giving the same surface ($Re = \left(\frac{4BL}{\pi}\right)^{1/2}$) and the same inertial moment ($Re = \left(\frac{16B^3L}{3\pi}\right)^{1/4}$ or $Re = \left(\frac{16BL^3}{3\pi}\right)^{1/4}$) as a circular footing, for the translation and the rotation modes, respectively. As consequence of reciprocity theorem, the coupling terms $K_{u\theta}$ and $K_{\theta u}$ of the impedance functions are equal. They should be considered in case of deep foundations where the coupling effect could be important (Gazetas, 1991), but remain small for surface footings in comparison with those of the diagonal terms K_u and K_θ (Luco, 1969; Veletsos and Wei, 1969) and they will thus be neglected in the following.

Initial conditions are then formulated by matrix formulation as follows:

$$\begin{bmatrix} k_s & 0 & 0 \\ 0 & k_0^u & 0 \\ 0 & 0 & k_0^\theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_1^0 \\ x_0^0 \\ \phi^0 \end{Bmatrix} = F_0^H \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ H \end{pmatrix} \quad (2.13)$$

and then

$$\begin{Bmatrix} x_1^0 \\ x_0^0 \\ \phi^0 \end{Bmatrix} = - \begin{bmatrix} k_s & 0 & 0 \\ 0 & k_0^u & 0 \\ 0 & 0 & k_0^\theta/H \end{bmatrix}^{-1} F_0^H \begin{pmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{pmatrix} = -F_0^H \begin{pmatrix} 1/k_s \\ 1/k_0^u \\ H/k_0^\theta \end{pmatrix} \quad (2.14)$$

The next step is to compute the wave field radiated into the ground from the building base. Because impedance functions are expressed in the frequency domain (Eq. 2.12), the Fourier spectral function of the 3-DOF of the model are computed by the fast Fourier transform (FFT) method, such as $X_1(\omega) = FFT(x_1(t))$, $X_0(\omega) = FFT(x_0(t))$ and $\Phi(\omega) = FFT(\phi(t))$. Derived from the general formulation of impedance functions, linking the displacements to the forces (Sieffert and Cevaer, 1992), the base forces developed at the soil-foundation interface are then derived from the relative motion of the foundation and are computed as follows:

$$\begin{Bmatrix} F \\ M \end{Bmatrix}(\omega) = \begin{bmatrix} K_u & 0 \\ 0 & K_\theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_0 \\ \Phi \end{Bmatrix}(\omega) \quad (2.15)$$

$m_1(\text{kg})$	$m_0(\text{kg})$	$J_0(\text{kg.m}^2)$	$2B(\text{m})$	$2L(\text{m})$	$H(\text{m})$	$\tilde{T}(\text{s})$	$\tilde{\zeta}(\%)$
23.210 ³	12.2510 ³	1.010 ⁵	3.5	3.5	4.5	0.202	1.5

TAB. 2.2 – Building parameters of the Volvi RC-structure used for the numerical computation (Euro-seistest, 1995).

where $F(\omega)$ and $M(\omega)$ represent the frequency-dependent horizontal base shear force and rocking moment, respectively, and where the coupling terms are again neglected. These forces are then taken as surface seismic sources, as following:

1. the shear force, $F(\omega)$, is spread uniformly along the soil-foundation interface of length $2L$ and represented by $2n$ horizontal point forces $f_h(x_i, \omega)$, with $F(\omega)/2n$ amplitude and applied at the $x_i = \pm iL/n$ abscises from the interface middle;
2. the rocking moment, $M(\omega)$, is approximated by n couples of vertical point forces $f_v(x_i, \omega)$, with amplitude increasing linearly as function of x_i and $f_{v0}(\omega)$, that is, $f_v(x_i, \omega) = i.f_{v0}(\omega)$ and

$$f_{v0} = \frac{M(\omega)}{L} \frac{3}{(n+1)(2n+1)} \quad (2.16)$$

As the building motion energy is dissipated into the ground through the base forces developed beneath the foundation, and since the slab is very thin, the lateral sides play a minor role in the interaction of the embedded foundation and will be neglected in the following. The discrete distribution and values of subforces f_h and f_v are chosen in conformity with the elastic and rigid foundation assumptions.

2.3.2 The Case of Volvi

One of the advantages to use the Volvi Euro-Seistest is the very good knowledge of the characteristics of the soil-structure system. On the one hand, exhaustive geophysical and geotechnical experiments have been performed as part of the Volvi Euro-Seistest project, supplying very detailed knowledge of the surface soil layers in the vicinity of the RC-structure (Tab. 2.3). On the other hand, all the dynamic and static parameters of the RC-structure have been identified to model its dynamic behavior (Tab. 2.2). Nevertheless, the added mass placed at the building top before the *POT* might produce some variations of the previously defined dynamic features of the building. For this reason, some of them (as fundamental period and damping ratio) were chosen (e.g., $\tilde{T} = 0.202\text{sec}$) to better fit the experimental observations, while the H value was chosen accounting for the sixth story (i.e., $H \approx 2/3h$).

$z(\text{m})$	$\rho(\text{kg/m}^3)$	$\alpha (\text{m/s})$	$\beta (\text{m/s})$	Q_p	Q_s
0.0	1816	225	130	50	10
3.0	2116	261	151	50	15
4.5	2250	364	210	50	15
8.0	1815	369	213	50	30
17.0	2250	376	217	50	30
21.0	1932	540	312	80	40
25.0	1816	560	323	80	40
45.0	1932	580	335	100	50
50.0	2065	797	460	100	50
65.0	1997	876	506	100	50
120.0	1900	1143	660	100	50
175.0	2000	1576	910	100	50
240.0	2400	3200	1850	100	50

TAB. 2.3 – Soil parameters of the Volvi sedimentary basin used for the numerical computation (Euro-Seistest, 1995). Note: For this computation we did not take the true α value but assumed a constant Poisson ratio of 0.25.

The wave field radiated back into the soil is then computed by distributing the base shear force and rocking moment into 10 point sources ($n = 5$), equally spaced just beneath soil-foundation interface, the intersource spacing being therefore 0.35m. In case of 3D-modeling formulation, the shear force, $F(\omega)$, and rocking moment, $M(\omega)$, should be discretized and distributed over the 2D whole surface of the soil-footing interface. The comparison of the free-field motion computed with forces discretized in 1 or 2 dimensions is simultaneously shown (Fig. 2.8), in case of rigid foundation, resting on a stratified half-space. $F(\omega)$ and $M(\omega)$ have been considered as those computed in the present case of the Volvi RC-model. Then, the discretization chosen does not influence strongly the free-field motion computed by Green's functions. There is a good coherency between both wave fields resulting from 1D or 2D discretization, namely the location of the receiver. We will therefore consider only 1D force distribution in the remainder of this article.

The intersource spacing is therefore much smaller than the shortest wavelength, that is, around 30 m in case of Volvi soil- building system (the shear-wave velocity is 130 m/sec and the building interacting frequency is around 5 Hz). Moreover, dispersion curves computed for the Volvi case (Fig. 2.9) show phase velocities around 200 m/sec at 5 Hz, giving a wavelength of 40 m, which may be considered as long relative to the foundation length (3.5 m). Therefore, for this study, the assumption that the foundation is rigid is a good

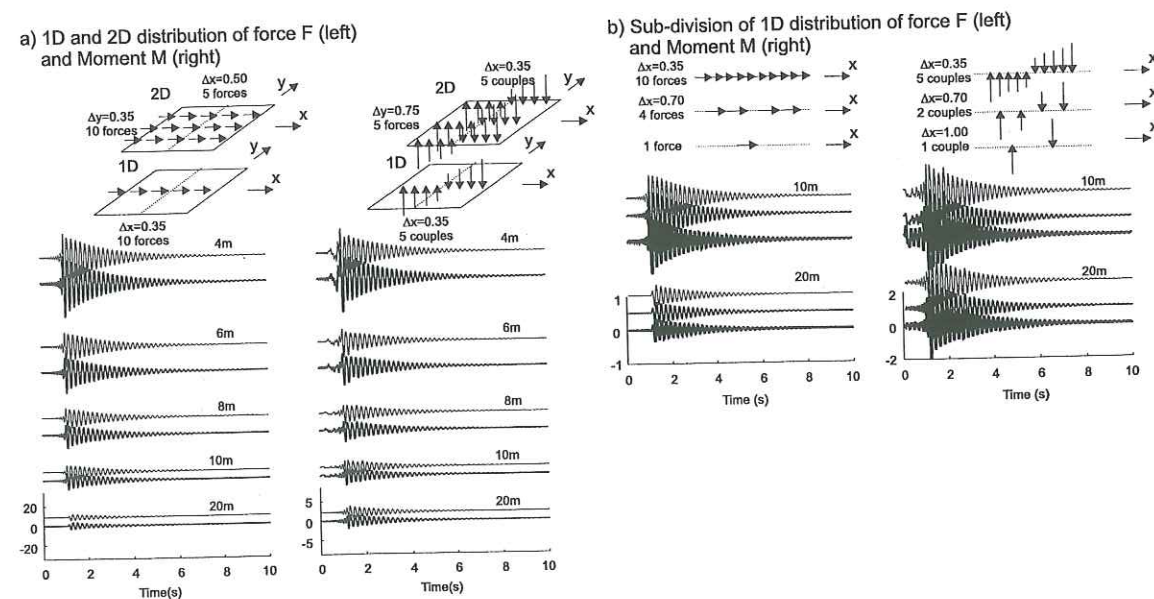


FIG. 2.8 – Comparison of the wave trains radiated into the ground computed for different force F (left) and moment M (right) distributions, at the soil-foundation contact. (a) 1D (thin line) and 2D (thick line) forces distribution. The 1D corresponds to the substitution of F and M by 10 horizontal subforces and 5 couples of vertical subforces, respectively, distributed along the x axis of the basement. The 2D corresponds to the substitution of F and M by 50 subforces, distributed along the x and y axis, that is, 10 horizontal subforces ($y=0.35$ m) along five x axis lines ($x=0.50$ m) and by five couples of vertical subforces ($x=0.35$ m) distributed along five y axis ($y=0.75$ m) for the F and M forces, respectively. (b) 1D force distribution along the x axis of the basement, substituted by ten horizontal subforces and five couples of vertical subforces ($x=0.35$ m, thin line), by four horizontal subforces and two couples of vertical subforces ($x=0.70$ m, medium line) and one horizontal subforces (at the center of the basement) and one couple of vertical subforces ($x=1$ m, thick line) for the F and M forces, respectively.

approximation.

The surface motion due to the radiated wave field is computed with the modified discrete wavenumber method (Hisada, 1994; 1995). This code computes analytically the Green's functions for a viscoelastic stratified half-space, even when point sources and receivers are at very close depths.

In order to compare numerical computation results and experimental data, the radiated wave field has been computed at distances from 2 to 30 meters from building base center (i.e., 0.25 to 28.25 m from building base), each observation point separated by 2 meters. As the force amplitude was not measured, the amplitude applied at the building top has

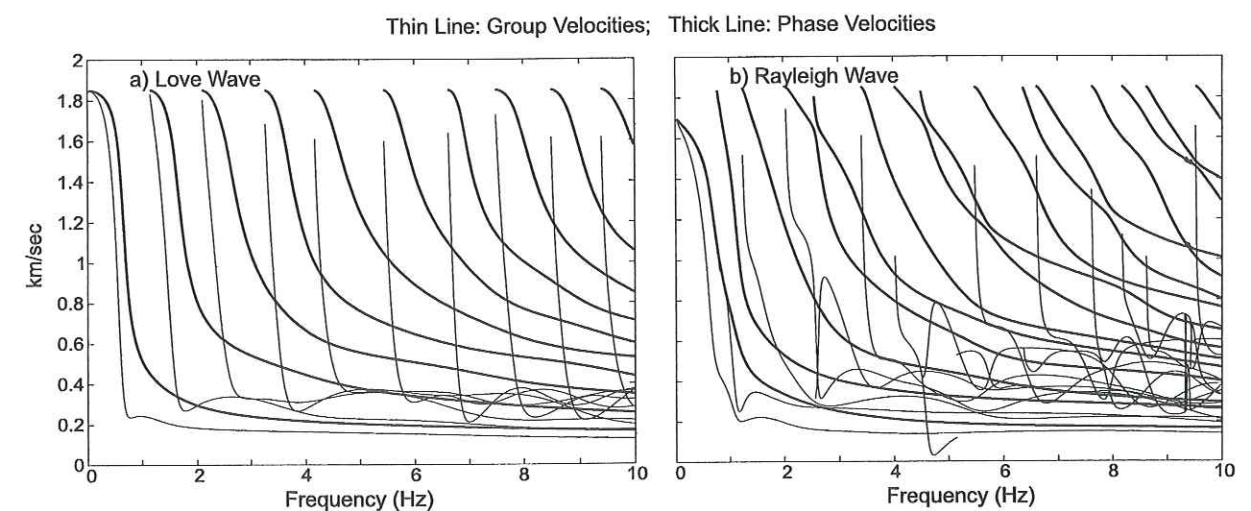


FIG. 2.9 – Dispersion curves for Love (a) and Rayleigh (b) waves computed for the Volvi ground velocity profile.

been estimated to 1933N to better fit the data.

The L and Z components have then been computed at the observation points spread along the L branch (MoL and MoZ), while only the T component was computed along the T branch (MoT) (Fig. 2.10a). All the other components are zero because of symmetry. As aforementioned, the soil-structure system is submitted to the F_0^H force and also to the anchoring force, which can be divided into horizontal F_X^A and vertical F_Z^A force, in opposition to F_0 (Fig. 2.10b), applied to the ground surface at 10.4 m from the building base. F_X^A amplitude corresponds to $-F_0^H$ amplitude while the F_Z^A amplitude is derived from the geometrical relation $F_Z^A = F_X^A \tan \theta$ (Fig. 2.10b). The total computed free-field is then obtained by adding the ground motion coming from the building and from the anchoring forces (Fig. 2.11). The first impulse wave is well simulated and gives the same wave shape as those observed in experimental data, with higher amplitudes close to the anchoring point. But in comparison with the vibrating effect coming from the building, the impulse effect is not significant for the free-field ground motion and then, in following, anchoring forces are not considered for the numerical computation.

For sake of simplicity, only the four normalized pairs of recorded and computed traces at around 4, 10, 16, and 28 m from building center are shown (Fig. 2.12), as well as the *TST11* recordings.

This comparison calls for several comments. First, the numerical computation traces are in good agreement with the experimental data, especially concerning the wave shape. The time decrease is tightly related to the model damping, $\tilde{\zeta}$, which gives the same time

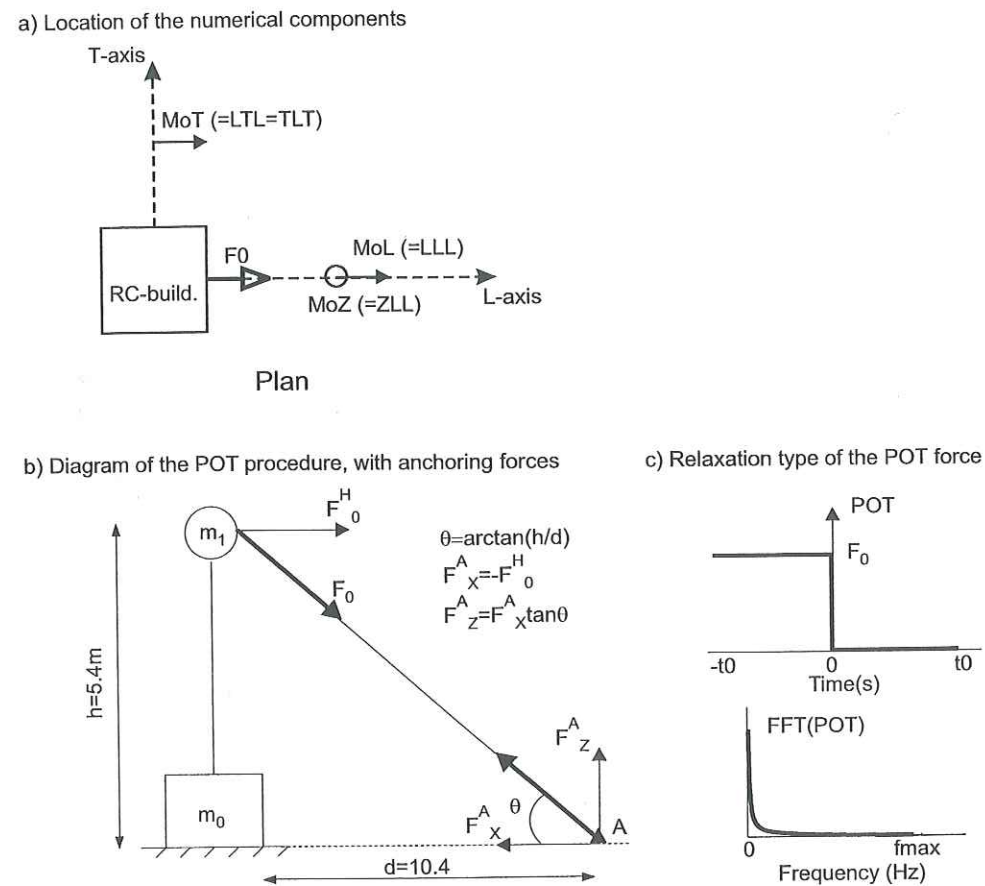


FIG. 2.10 – a) Location of the three components computed by the Hisada's code (1994,1995) in case of a POT provoked by the force F_0^H applied at the building top, in the L-direction. The associated experimental components are indicated. b) Diagram of the POT procedure, with anchoring forces F_x^A and F_z^A locations. c) Relaxation type of POT force F_0 shown in time and frequency domain.

duration as the experimental data (Fig. 2.12). Such assumption can validate the initial parameters used for numerical computation, as well as the F_0^H value, which gives almost the same velocity value of experimental data. However, with respect to the free-field experimental data, the numerical results seem to systematically overestimate the actual motion of ZLL and LLL components (i.e., MoZ and MoL) of about 50-60%, and only of 30% for the TLT component (MoT). But, as aforementioned, the experimental POT-T force was estimated to be about two times higher than the POT-L (Figs. 2.3A,2.3B), which is in good agreement with the numerical overestimation.

This is also confirmed by the spatial dependence of the numerical MSA (Fig. 2.13), computed for the three components. The experimental (sequence 1) and numerical MSA

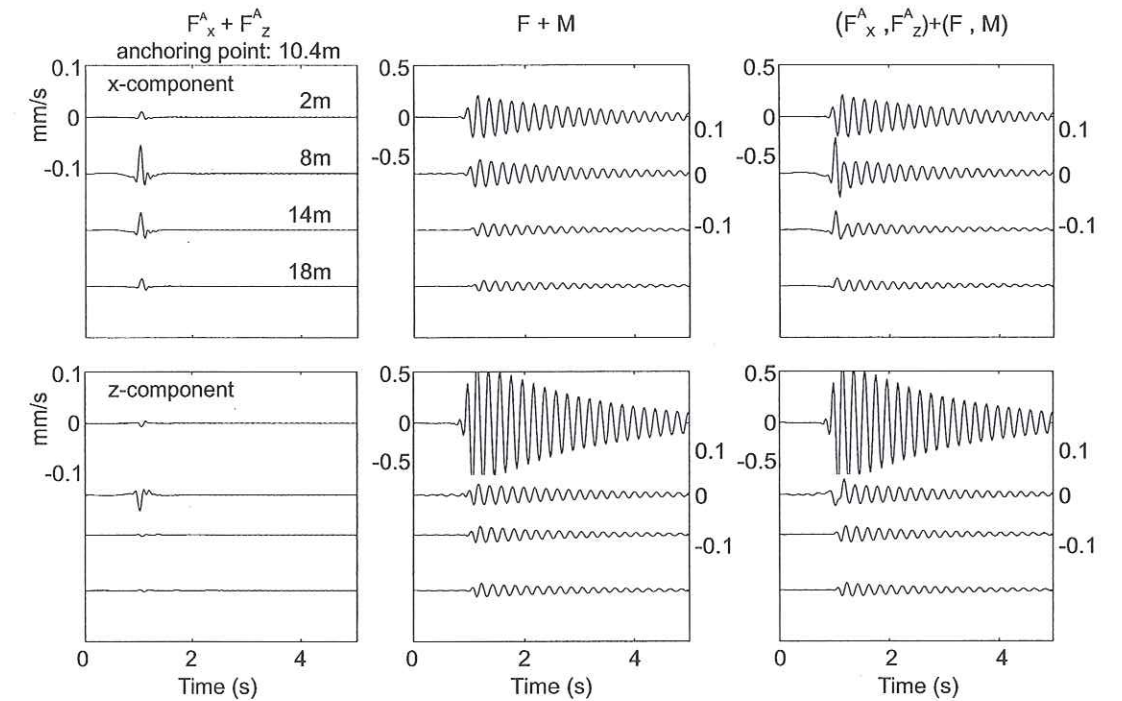


FIG. 2.11 – Wave field radiated into the ground owing to anchoring forces (left), building vibration (middle), and the total radiated wave field (right).

values have been normalized by the maximal amplitude of the closest experimental receiver point to the source (i.e., 2 m from the building base center). First, the numerical MSA values systematically overestimate the experimental data. The latter are 60% to 30% higher than the former on the Z, L and T components. A constant overestimation of the MSA might come either from an improper assessment of the soil parameters or from an underestimation of the actual force imposed on the building, or formally from an improper assessment of impedance functions. But we can also note that the order of magnitude is respected. Furthermore, a slope break, similar to the one observed on the spatial dependence of the experimental MSA values, is obtained at around 5 and 10 meters from building base center, for the MoZ and MoT component, respectively. As for the experiment, the MoL component does not exhibit any clear slope break and the spatial decay of the MSA seems to be close to $1/r$ and $1/\sqrt{r}$, respectively.

On the other hand, the spindle shape (see Fig. 2.3) has also been modeled considering two free oscillation building directions. We computed the building motion (and the induced reaction forces F and M), as supposed forced into vibration in the longitudinal ($\tilde{f} = 4.944\text{Hz}$) and transverse ($\tilde{f} = 4.761\text{Hz}$) directions, each one with its own natural frequency, \tilde{f} . The two induced wave trains were therefore radiated and stacked on

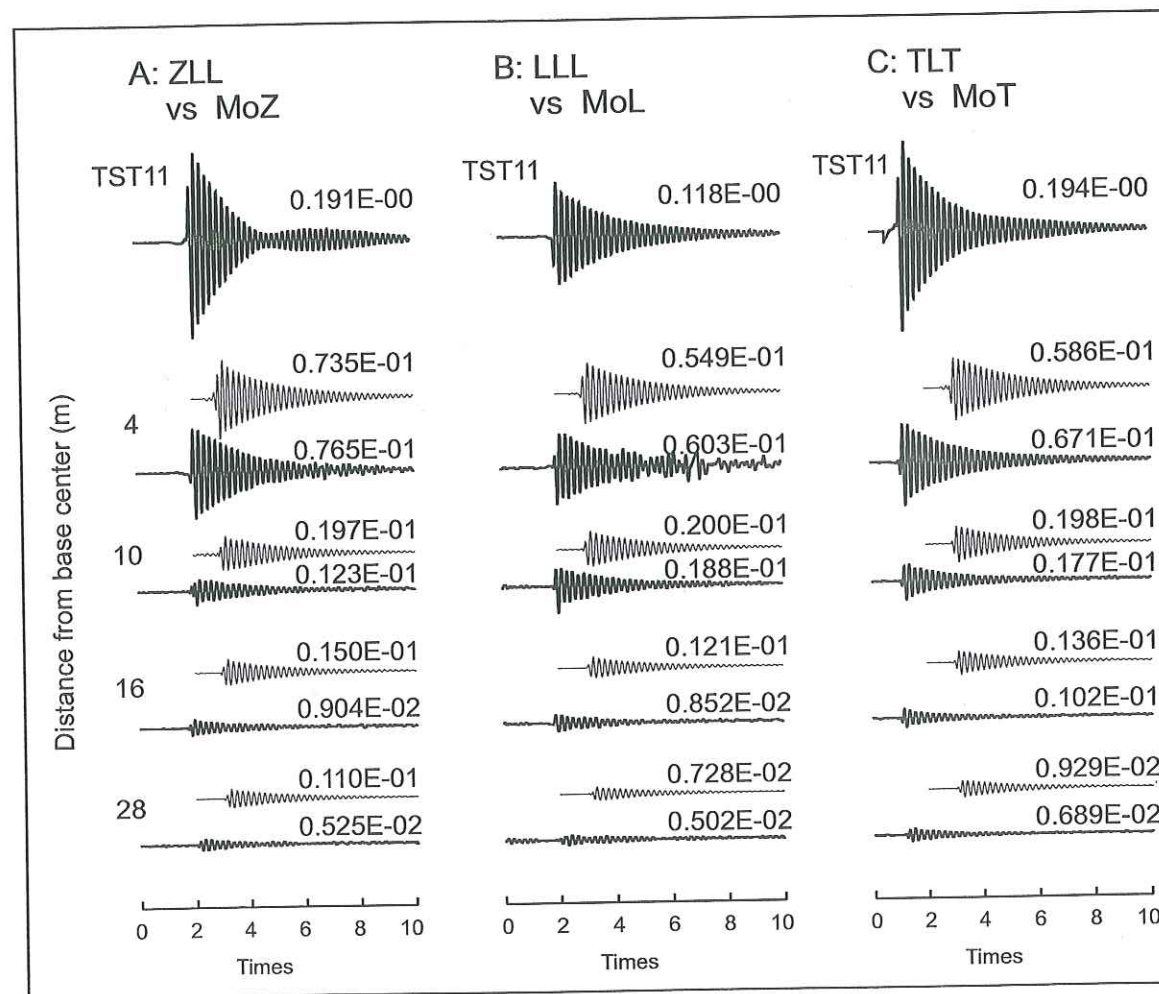


FIG. 2.12 – Comparison between experimental data (thick line) and numerical results (thin line) at 4, 10, 16, and 28 m from the building base. The top traces correspond to the total building base motion. The traces are surface velocity (in mm/sec). The number at the right of each trace is the maximal velocity.

the free-field motion (Fig. 2.14), considering only the longitudinal component. A spindle-shape envelop of wave is then clearly shown, considering the observation point at 2, 4, and 10 m from the building center. This tentative model is shown here only for qualitative information, but for the numerical modeling, we consider a *POT* force ratio of 2 between the F_0^H in the longitudinal and the transverse direction, as suspected with the experimental data. The coupling between translational and longitudinal modes of structure is then quite strong because of their very close soil-structure system frequencies, which also contribute to the spindle shape waves.

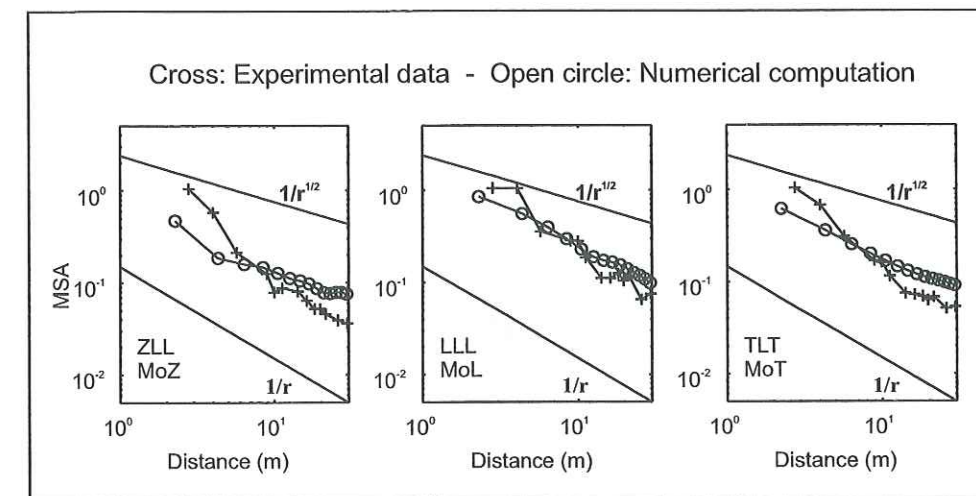


FIG. 2.13 – Comparison of the spatial dependence of the experimental and numerical MSA values.

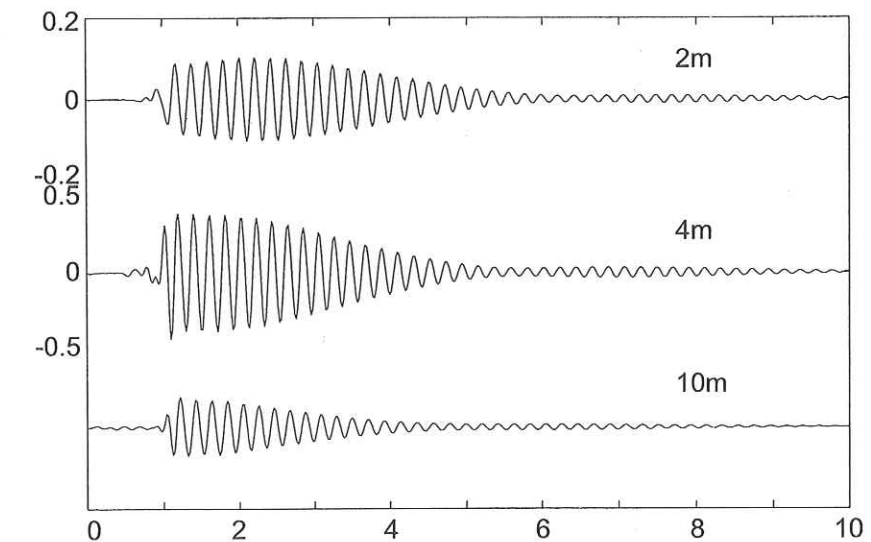


FIG. 2.14 – Attempt to model the spindle shape envelop of the wave packet observed in some case on the experiment data, by stacking the radiated wave field induced by the transverse ($\tilde{f} = 4.761 \text{ Hz}$) and the longitudinal ($\tilde{f} = 4.944 \text{ Hz}$) building vibration.

2.4 Conclusion and discussion

The potential importance of building effects on ground motion is confirmed by the present experimental and numerical results. On the one hand, the radiated wave train

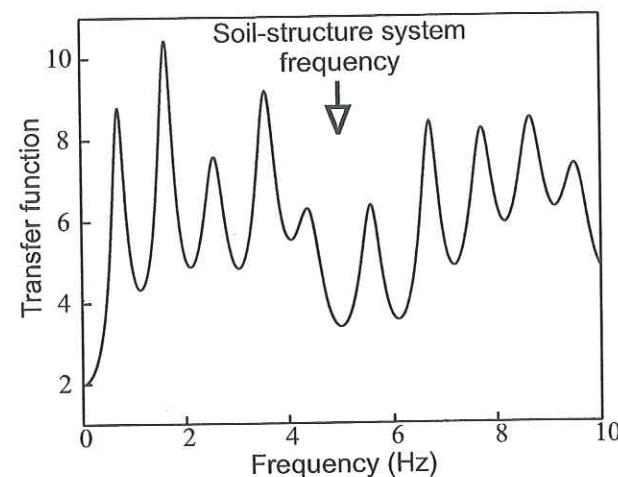


FIG. 2.15 – Transfer function of the Volvi site, computed with the soil characteristics shown in Tab. 2.3. The thick open arrow represents the position of the soil-structure system frequency, \tilde{f} , of the Volvi RC-model.

generated by the RC-model vibration test seems tightly linked to the structural characteristics. While the frequency content is dependent on the soil-structure system frequency up to 30 m, the time decrease may be affected more by the building mass and height than by the structural damping ratio (Todorovska and Trifunac, 1992), as consequence of the quite soft soil of the Volvi test site. The flexible-base building is characterised by a fundamental frequency (\tilde{f}) around 5 Hz and a damping ratio (ζ) around 1.5%. The low S -wave velocity, β , of the uppermost layer allows us to assume that the fixed-base frequency (f_1) should be higher, as a consequence of *SSI* effects (e.g. Stewart et al., 1999a). On the other hand, despite the small size of the Volvi RC-model and of its surface footing, the free oscillations of the structure have been recorded at distances up to 30 m. At twice and ten times the building base size, the distant ground motion corresponds to around 25% and 5% of the base motion. The same values (around 10% and 3% at around two and ten times the base size for 3D model) have already been computed in recent numerical studies (Guéguen, 1995; Bard et al., 1996). Because of the dense temporary array installed in the longitudinal direction, with about 2 m interstation distances, the *MSA* spatial decay has been precisely defined. It lies in the range between $1/r$ and $1/\sqrt{r}$, while Jennings (1970) reported a range between $1/r$ and $1/r^{3/2}$ of the spatial decay, observed on the free-field during a building vibration test. A $1/r$ -to- $1/\sqrt{r}$ slope break has been then clearly observed on the *MSA* decrease. This break distance could be therefore associated to the transition distance between predominant body and surface waves.

On the other hand, Bard et al. (1996) showed that the effects of the structure are hi-

ghest when the soil-structure system frequency is close to the fundamental or to the first harmonic frequency of the ground. This particularity was also reported by Erlingsson and Bodare (1996) during the two rock music concerts in the Ullevi stadium, as well as by Kanamori et al. (1991) during the re-entry into the atmosphere of the space shuttle Columbia. The proximity of the natural frequency of the Los Angeles Basin and the downtown building frequency enabled a very efficient radiation into the ground. This was not the case for this experimentation, for which there was discrepancy between soil-structure system frequency and the fundamental frequency of soil (0.7 Hz) (Fig. 2.15): this leads us to anticipate higher effects for more favorable configurations. Guéguen (1995) and Bard et al. (1996) also underlined the coupling phenomenon between soil-structure interaction and trapping of surface waves into the topmost soft layers, which might generate wave packets with a spindle-shape envelop in the surface motion up to several hundred meters. However, the spindle-shape envelope observed in Volvi seems to be the consequence of the stacking of two main radiated wave field, generated by the transverse and the longitudinal building vibrations (each one with its own natural frequency), also favored by the nearly identical fundamental frequencies of the structure. Even if the value of the pull-out force used for the numerical computation seems to overestimate the experimental one, the computed results fit very well the experimental data, from a qualitative but also from a so-called relative quantitative point of view, the decay of the induced wave field being respected.

The acceleration at the building top has been obtained from x_t (i.e., $x_t = x_1 + x_0 + H\phi$) by two derivations of the motion computed at top (i.e. $\ddot{X}_t(\omega) = -\omega^2 X_t(\omega)$) and estimated equal to $10^{-2}g$, which represents an equivalent shear stress P applied at the building base equal to $P = m_1 \ddot{x}_t / (4BL)$, that is, around $50N/m^2$. In case of more realistic building (height $\tilde{H} = 20m$) submitted to a seismic acceleration \ddot{x}_t equal to $0.2g$, the equivalent shear stress expected at the building base is estimated by $\tilde{P} = \rho_{eq} \tilde{H} \ddot{x}_t$, where ρ_{eq} corresponds to the equivalent density of the building. In this case, we consider ρ_{eq} equal to $300kg/m^3$ and then \tilde{P} equal to $1.210^4 N/m^2$, that is, 240 times higher than in the Volvi case: this leads us to anticipate higher amplitude of the induced radiated wave field (e.g., around 2 to 5 mm/s at 30 meters, i.e., corresponding to about 6 to 15 gals under linear assumptions). Linear assumptions are validated by previous studies conducted at the Volvi test site (Euro-Seistest, 1995, Manos et al., 1995), which showed identical responses of the structure by small earthquakes, ambient noise or pull-out-test.

Thus, these new results confirm that, in a few cases at least, the structure may significantly modify the ground motion at some distance from buildings, especially for configurations where soil and structure have close natural frequencies. Such a phenomenon, extrapolated for densely urbanized areas built on very soft soil, allows the anticipation of a significant

increase in ground-motion duration, with amplitude levels that may be increased or decreased depending on the exact location of buildings, their characteristics, and the site location, because of the very complex wave field that may generate constructive as well as destructive interferences. Since the effects of *SSI* on recorded free-field motion have to account also for scattering of incident waves from the foundation, which also contribute to modification and amplification of recorded free-field motion (e.g., Trifunac, 1972; Wong and Trifunac, 1975), the results shown in this article give a lower-bound estimation. Then, the full *SSI* effect (including scattering) may be even more significant.

In some case of seismic risk projects, the buildings may thus be taken into account not only as victims of the seismic event but also as part of the seismic hazard because they may modify seismic ground motion. Future tests with one-to-one scale building structures and instrumentation of a real building including a network in neighboring sites should be performed in order to validate the present qualitative and quantitative findings.

Acknowledgments

We thank G.C. Manos for performing the *POT* on the Volvi-RC structure. We thank S. Vidal and K. Pitilakis for the help in the field experiment, and thank Y. Hisada for providing the program to compute Green's functions in the layered half-space. This work was supported by the European Community (ENV4-CT96-0255).

Partie 3:

Interaction Sol-Structure

Chapitre 3

Interaction Sol-Structure (ISS)

Modélisation du mouvement d'une structure soumise à des sollicitations sismiques.

Contamination of ground motion by building vibrations: experimental evidence for the Volvi test site

Philippe GUEGUEN – Pierre-Yves BARD – Carlos S. OLIVEIRA

papier en préparation pour être soumis dans *Journal of Earthquake Engineering*

Résumé. Cette partie présente les résultats de deux expériences passives réalisées sur le bâtiment réduit (échelle 1/3) du site test de Volvi (Grèce).

La première consistait à calculer les déformations de la structure, soumise à des séismes locaux. La structure a ainsi été équipée d'accéléromètres, placés au sommet et à la base du bâtiment. L'identification de la structure a été réalisée à l'aide de rapports spectraux entre le sommet et la base. En particulier, cette première expérience a permis de mettre en évidence l'effet de l'interaction sol-structure sur le site test de Volvi.

A partir de données expérimentales, un modèle analytique a été élaboré, nous permettant de reproduire le comportement de la structure et du système sol-structure. L'interaction sol-structure a été prise en compte par l'utilisation de fonctions d'impédance.

Avec les résultats de la deuxième expérience, nous nous sommes efforcé d'identifier une éventuelle modification du mouvement du sol lorsque la structure est soumise à une sollicitation telle qu'un séisme. Dans notre étude, nous nous sommes servi d'un tir d'explosif pour simuler l'excitation sismique. Des stations placées en champ libre nous ont permis d'identifier dans le domaine temporel une onde provenant de la structure. D'autre part, l'application de la méthode d'analyse *fréquence-nombre d'onde* nous a également révélé la présence d'un champ d'onde produit par la structure. Par ailleurs, cette méthode semble être particulièrement adaptée à ce genre d'analyse.

3.1 Introduction

Soil-structure interaction (*SSI*) effects have been recognized for very long time. In 1954, Merrit and Housner found that significant effects could be expected for the rocking mode, in case of structures resting on very exceptional soft soil. Even though Housner (1957) showed on experimental data collected in California that the *SSI* effects in case of horizontal motion might be insignificant, it has been shown that, in some cases, *SSI* effects could largely affect the structure behavior during earthquakes. For example, the measured shift of fundamental frequency f_1 (Jennings and Bielak, 1973) or the significant part of rocking motion in the total building motion (Bard, 1988; Bard et al., 1992), for buildings resting on soft soil. By using experimental data collected at 51 California sites, with a wide range of ground shaking level, buildings and foundations characteristics, Stewart et al. (1998, 1999b) also showed that inertial interaction effects were found to be significant. They consisted mainly in period lengthening and increase of foundation damping, the inertial interaction effects being evaluated from variations between fixed- and flexible-base behavior. They also confirmed that the efficiency of *SSI* effects was mainly determined by the soil-to-structure stiffness ratio. This phenomenon received numerous analytical evidences (e.g. Paolucci, 1993; Guéguen, 1995; Bard et al., 1996; Stewart et al., 1999a), including various types of supporting soil and of structure (e.g. shear wave velocity, building mass, footing radius...). Moreover, Todorovska and Trifunac (1992) presented an extensive analytical study, using a linear two-dimensional model, in which the building model was an equivalent single degree-of-freedom (*SDOF*) oscillator. This study was devoted to analyse the impact of model features (e.g. building height and mass, soil flexibility...) on the system damping, system frequency and system response. They concluded that the flexibility of the soil, but also the building characteristics, strongly influence the soil-structure system behavior, and then control the importance of *SSI* effects.

One of common characteristics of these numerical and experimental studies is that they limited their ranges of investigation to the structural behavior, considered as isolated. But Luco and Contesse (1973) and Wong and Trifunac (1975) analytically showed that the building behavior might be disrupted by the neighboring structures. Wong and Trifunac (1975) showed that structure-soil-structure interaction is especially prominent when the structure of interest is smaller and lighter than its neighboring. Erlingson and Bodare (1996) and Erlingson (1999) confirmed that harmonic energy produced by human activity (i.e., jumping in a stadium during a rock concert) and applied at the surface of soft ground, could induce significant modifications of the motion of nearby structure. They assumed that the transfer of energy was favoured by resonance phenomena between the soil response and the frequency of the input "human" force.

These observations tend to prove that the vibration of an oscillator, resting on the sur-

face of the ground, can significantly contaminate the close free-field motion by a radiative process. Jennings (1970), Kanamori (1991), Guéguen et al (2000a) and Yun et al. (1999) also showed that wavefields induced by building vibrations and radiated back into the soil through the foundation could be recorded in the vicinity of the building. Jennings (1970) and Guéguen et al. (2000a) showed the radiated motion is still significant at two times and ten times the building characteristic length, with about 20% and 5% of the building base motion, respectively. However, all these experimental studies described structures forced into vibration by primary energy provided directly to the structure (i.e., pull-out-test or actuators), and not through the foundation. The radiated wavefield was then easily analyzed, because it was not polluted by incident input wavefield. Nevertheless, numerical studies for *2D SH* model (Wirgin and Bard, 1996) or more realistic *3D* model (Guéguen, 1995; Bard et al., 1996) seem to confirm the significant effects of *SSI* on the free-field motion, in case of seismic input motion. Guéguen (1995) and Bard et al. (1996) analytically showed that, because of resonance, the trapping and scattering of waves radiated from buildings base into the uppermost soft layer was favoured by surface layering, and significantly affect the free-field motion, and in particular its duration. Numerous seismic records provided from Mexico City area, characterized by an uppermost very soft soil layer, also present very long time duration of motion relative to the stiff rock site records and monochromatic beatings. Even if numerous theories have been proposed to explain (with success) the high amplification of motions observed on the soft zone after the 1985 Michoacan earthquake, no satisfactory explanations have been developed to explain these particularities (Chavez-Garcia, 1991; Chavez-Garcia and Bard, 1994).

Moreover, in some particular cases, structures produce modification of the free-field motion by scattering of incident seismic waves from its foundation, i.e., kinematic interaction (Trifunac, 1972; Wong and Trifunac, 1975). Trifunac (1972) assumed that the disturbance generated by waves scattering and diffracting phenomena at the rigid foundation is not a local phenomenon but could be extended to large distance, at least one order of magnitude greater than the size of the footing.

The main goal of this paper is then to confirm and analyse the contamination of the free-field by building, subjected to ground shaking. Two field experiments were carried out in 1997 at the test site of Volvi (Euro-Seistest, 1995), on which a *1:3* scale RC-structure is founded. The first experiment is devoted to the analysis of the dynamic behavior of the structure and of the effects of the *SSI*. The building was temporarily instrumented with accelerometers installed at top and base of the structure. Two regional seismic events were recorded and the system response (frequencies and damping ratios) are studied. A dynamic model of the soil-foundation-structure system is proposed. For the simplified analysis of the inertial interaction, a widely use linear two-dimensional model is employed.

A second experiment was carried out to record the radiation into the soil of the building vibration energy. The structure was subjected to two big shots, performed on the Volvi test site. The contamination of the free-field ground motion is analysed with the help of a temporary linear array, made of four velocimeters installed in the vicinity of the structure.

3.2 Description of the Volvi Euro-Seistest

In order to study engineering seismology, earthquake engineering and seismology, the Euro-Seistest project has been carried out since 1993 in the Volvi sedimentary basin, near Thessaloniki (Fig. 3.1), in the scope of an European joint research project of several universities and institutions.

The first aim of this project was to improve the knowledge of the regional seismicity as well as to better constrain seismological, geotechnical and structural models. In that goal, several field experiments were conducted to define the geological and geotechnical parameters of the basin (around 90 km^2). Moreover, detailed geotechnical and geophysical investigations were carried out on the test-site area on which an 1:3 scaled reinforced structure was erected. Originally, this structure was subjected to various dynamic experiments to define and precise its major dynamic features and the variations of its behavior relative to its structural evolutions.

3.2.1 The Volvi basin at the Test Site

The Volvi basin is situated in the Mygdonian valley, an east-west graben divided by a ridge of the basement into the two basins of Langhadia and Volvi (Fig. 3.1). It is bounded towards North and South limits by two mountain ranges and infilled with quaternary deposits, roughly horizontally plane stratified, but with abrupt discontinuities corresponding to active normal faulting. Geophysical investigations, including seismical and electrical prospecting were performed, as well as a geotechnical survey made up drilling, sampling, water table measurements, Standard Penetration Test (*SPT*) and Cone Penetration Test (*CPT*), cross-hole and borehole measurements. These surveys gave a comprehensive and detailed description of the basin, in particular around and beneath the structure of the Test-Site area (Euro-Seistest, 1995; Jongmans et al., 1998).

At the test-site, the soil profile is highly stratified, with 13 horizontal layers (Tab. 3.1). As usual, the velocity increases from top to bottom, for the *S*-waves from 130m/s at the very surface over 3m thickness to 1.8km/s at 240m depth (Euro-seistest, 1995). Since, Jongmans et al. (1998) have proposed a new soil profile, which presents variations by comparison with the previous one. They assumed a basement top located at around 150m depth, with *S* waves (β) and *P* waves (α) velocities estimated in the deeper unweathered

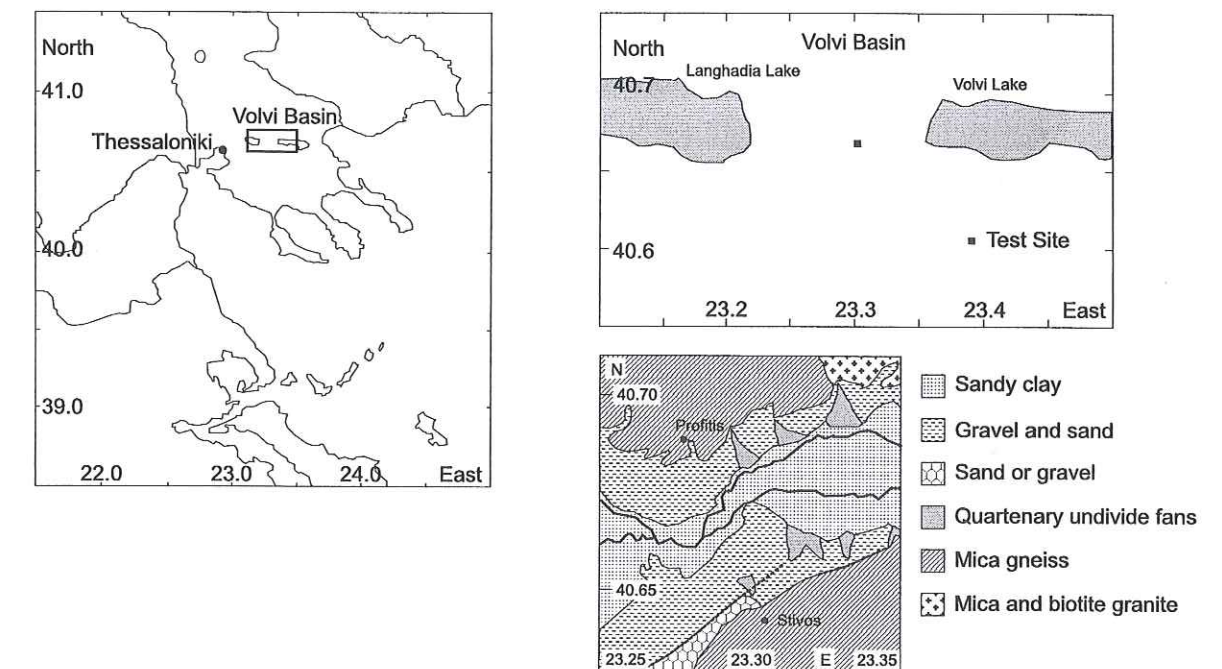


FIG. 3.1 – Localisation and geological map (after Kockel and Mollat, 1977) of the sedimentary basin of Volvi.

$z(\text{m})$	$\rho(\text{kg/m}^3)$	$\alpha \text{ (m/s)}$	$\beta \text{ (m/s)}$	Q_p	Q_s
0.0	1816	225	130	50	10
3.0	2116	261	151	50	15
4.5	2250	364	210	50	15
8.0	1815	369	213	50	30
17.0	2250	376	217	50	30
21.0	1932	540	312	80	40
25.0	1816	560	323	80	40
45.0	1932	580	335	100	50
50.0	2065	797	460	100	50
65.0	1997	876	506	100	50
120.0	1900	1143	660	100	50
175.0	2000	1576	910	100	50
240.0	2400	3200	1850	100	50

TAB. 3.1 – Soil profile at the Volvi Euro-Seistest (after Euro-seistest, 1995)

rocks as 2.5km/s and higher than 4.0km/s, respectively. The impedance contrast between sedimentary infill and bedrock becomes acute. Nevertheless, the uppermost layers characteristics were unchanged, that will not produce variations in our study. Then, in the following study, we consider the original soil profile.

The quality factors for S - (Q_S) and P - (Q_P) waves were deduced from the analysis of the surface waves attenuation and vary from 10 (at the top) to 50 (at 250 m) and from 30 to 100 for the S - and P - waves, respectively (Jongmans et al., 1998).

Determined from the dense geophysical and geotechnical surveys, the very detailed knowledge of the soil dynamic properties provides the basis for a numerical approach. Moreover, on account of horizontal plane layers, of location of the test-site in the Volvi Basin (Fig. 3.1) and of its small size relative to the basin extension, the ground could be modelled in follows by a 2D semi-infinite horizontally layered half-space.

3.2.2 The RC-building model

The RC-structure (Manos et al., 1995) is founded on a (3.5x3.5x0.40m) surface square foundation (Fig. 3.2). The overall height h of the five stories structure is 5m, i.e. the structure dimensions are scaled by 3. Each story is composed of a slab of 80 mm thickness, supported by four columns of 110x110mm section and 0.85m height. At the latest step, the building has masonry infill walls, built with (59x87x191mm) brick units. In order to simplify the analysis of the measured response during testing sequences, the structure was built as symmetrically as possible in plan and in elevation, keeping also the materials properties as constant as possible. Two kinds of concrete were employed to ensure good concreting of the columns with the beams and to avoid excessive microcracking.

During building sequences, three main kinds of experiment were conducted, using ambient vibration noise, weak ground motion from regional seismicity and Pull-Out-Test (POT). The latest consisted in forcing into vibration the structure through a prestressed steel cable, anchored between the building top and the close ground surface and suddenly released. The building was instrumented with accelerometers, judiciously installed to study its modes of vibration (longitudinal, transverse and torsion). The evolution of the structure behavior with building sequences is provided in Manos et al. (1995) and Euro-Seistest (1995). The final version of the building is summarized in Tab. 3.2. The total weight of the structure m_1 accounts for added weight corresponding to concrete blocks put on each story in order to avoid the microcracking, which reduces considerably the stiffness of the structure, and also to respect the similitude law of the behavior. Details of the reinforcement can be found in Manos et al. (1995) and Euro-Seistest (1995), as well as the material properties (concrete and reinforcing steel) and the formwork and special features of the structure.

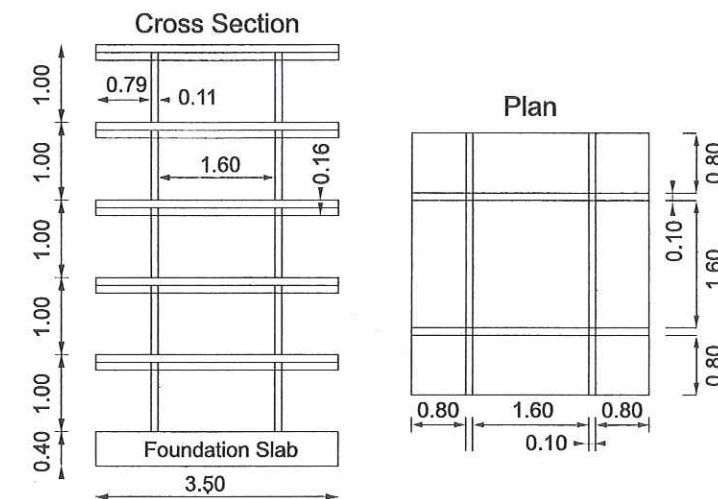


FIG. 3.2 – Schematic view of the Euro-seistest RC-model built on the sedimentary basin of Volvi (after Manos et al., 1995)

2B	2L	$m_1(kg)$	$m_0(kg)$	$J_0(kg.m^2)$
3.5	3.5	19000	12250	100000

TAB. 3.2 – RC-building characteristics of Volvi model.

3.3 First experiment: Soil-structure interaction SSI

The analysis of the SSI effects on the building motion are usually separated into two consecutive steps.

1. Kinematic interaction refers to the diffraction effects on the incident seismic wavefield. Due to the inclination of incident waves, to the shape and the kind of the foundation (embedded or superficial), the incident waves are deviated and scattered from the foundation. Kinematic interaction analysis usually consists in the definition of the foundation input motion (FIM), which represents the excitation transmitted to the structure (i.e. corresponding to the excitation in the inertial interaction). Because of the presence of rigid body at ground surface, the FIM reflects the modification of the foundation motion relative to the free-field motion, as a result of the diffraction of seismic input motion on the foundation. For surface or embedded foundation subjected to vertical or oblique body and surface waves, the FIM may differ considerably from the free-field values for the rotation and for the translation. But ignoring both rotational and translational kinematic components of the FIM

usually leads to conservative results (Gazetas and Mylonakis, 1998) and the routine practice for non critical structures is therefore to neglect kinematic interaction effects. Because of the small size and the surface footing of the Volvi RC-structure, the kinematic interaction is here neglected.

2. Inertial interaction refers to the inertia developed in the structure owing to its own vibrations. Building and soil-foundation systems are described using frequency dependent impedance functions, made of stiffness and damping coefficient. Inertial effects result in a decrease of shear base force and rocking moment developed at the soil-structure contact (Guéguen, 1995; Bard et al., 1996; Stewart et al., 1998). In case of surface foundations, these strengths are located beneath the foundation.

3.3.1 RC-building behavior

Seismic instrumentation

The first instrumentation (Fig. 3.3) was designed to provide detailed informations about the seismic response of the Volvi test-site (TS) structure, using earthquake records. Six 3C-accelerometers (CMG5, Guralp) were then installed at the corners of the structure, three at the building top (T) and three on the foundation slab (B). The sensors were installed along the L and T edge of the footing, oriented accordingly with the three main directions of the structure-foundation system: the longitudinal L -component is oriented positive outward from the building (i.e. \approx East direction), the transverse T -component is 90° counterclockwise position from the longitudinal (i.e. \approx North direction) and the vertical Z -component is positive in the upward direction. Simultaneously, one 3C-velocimeter TS_5 (2.0Hz-L22, Mark Products) was installed in the vicinity of the structure (17.40m from the building base edge), in the longitudinal direction, similarly oriented as TS_i^T and TS_i^B . Accelerometers were connected to three Reftek acquisition systems, the same i corner of the structure, at the roof (TS_i^T) and at the basement (TS_i^B), being connected to the same system, and the free-field velocimeter to one independent acquisition system. They were combined with external GPS for time reference.

Records

Between the 1997, 15 of August and 15 of September, two local seismic events were recorded on the test-site, with a high enough signal/noise spectral ratio (i.e., 3). They occurred on August 19 and 25, 1997. Because of their low magnitude, they were not detected by the national red of Greece, let us assume magnitudes less than 2. In the following, both events are named by the years and its Julian day, i.e. 97-231 and 97-237. Vertical, transverse and longitudinal accelerations recorded inside and outside the structure

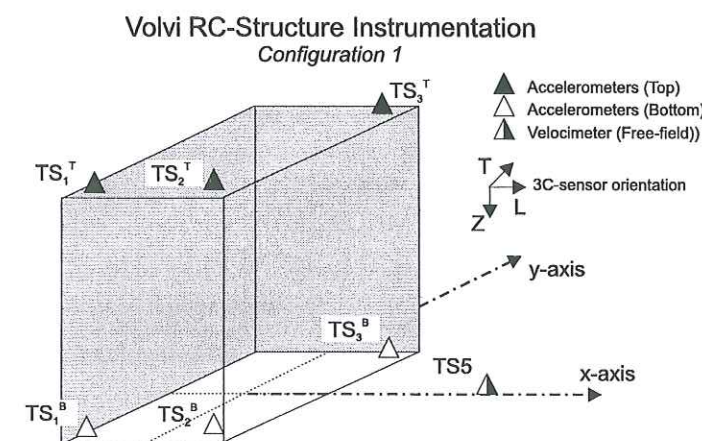


FIG. 3.3 – First experiment: overview of the building instrumentation devoted to the analysis of the SSI effects.

are shown Fig. 3.4. The records provide the evidence of amplification of the acceleration between the basement and the roof of the structure. The maximal acceleration recorded at the basement is around 0.2mm/s^2 and 0.4mm/s^2 for the 97-231 and 97-237 events, whereas the roof acceleration is around 5 and 4 times higher, reaching 1.5mm/s^2 and 1.8mm/s^2 . Vertical acceleration $Z_{TS_i^T}$ are small relative to the horizontal acceleration, we shall disregard its effects in the following.

The top records show high frequency signals, which reflect the vibrating frequencies of the structure. They are also characterized by monochromatic beatings, certainly resulting from coupling effects between vibrating modes. Whatever the instrument location, accelerations recorded at the same story (roof or base), in the same horizontal direction (L or T), show close similarities of wave shape, assuming that the structure moves without strong internal horizontal deformations. Note also that for the same event, vertical components differ with respect of their position at the same level. This may result from structural effects. But, the wave shape of the vertical motion seems to be linked with the horizontal wave shape, that show the existence of the "cross-coupling" horizontal-vertical motion.

However, significant variations are observed between longitudinal and transverse components, which inform about seismic process and azimuth of source but also may give informations about non-symmetrical behavior of the structure, as detailed in the following section. There are also no doubts that total foundation acceleration (TS_i^B) show characteristics (wave shape and amplitude) roughly identical to the free-field acceleration (TS_5), especially for horizontal components. In opposition with Wong and Trifunac(1975), who computed efficient scattering effects from long structures, the modification of the free-

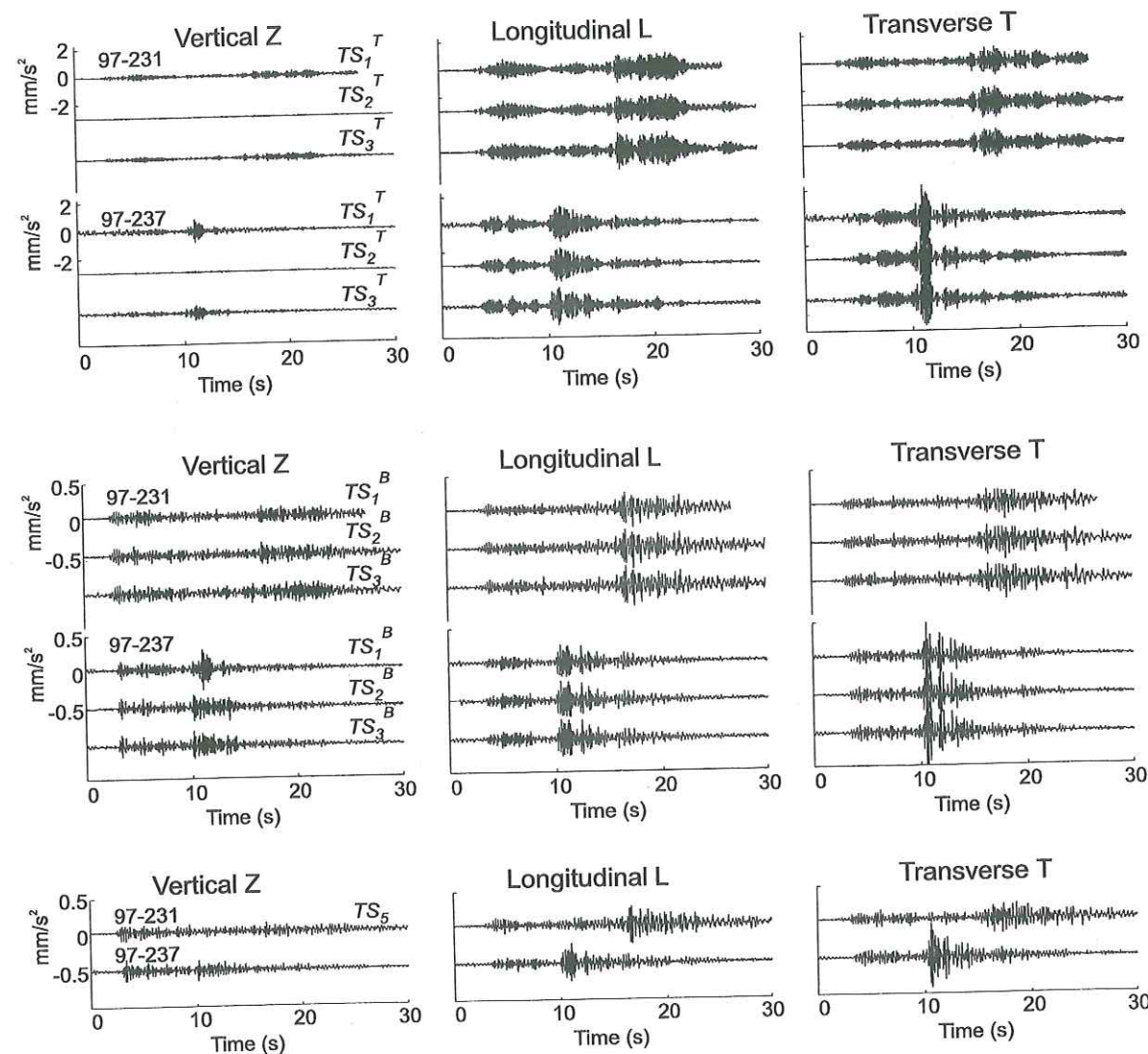


FIG. 3.4 – Acceleration time histories of the two events 97-231 and 97-237, in the vertical (left), longitudinal (center) and transverse (right) directions, at the three corners of the building roof (top) and of the building base (middle). The close free-field acceleration time history is also shown (bottom).

field motion owing to the presence of the small footing of the Volvi RC-structure seems to be insignificant, at least at first glance.

Motion of the structure in time domain

The contribution of each mode of deformation to the total building acceleration is defined in time domain for transverse and longitudinal directions, considering both events denoted by their index k (k corresponds to 1 and 2 for 97-231 and 97-237 events, respec-

tively). The process defining all modes is summarized in Fig. 3.5.

Torsion. Torsion at the top (T_{jk}^T) and at the base (T_{jk}^B) are derived from the difference between horizontal component recorded at each corner, for stations installed on the same edge of the system (e.g. $T_{L1}^B = (L_{TS_2^B} - L_{TS_3^B})/2l$ and $T_{T1}^T = (T_{TS_2^T} - T_{TS_1^T})/2b$, with $2l < 2L$ and $2b < 2B$ the distance between sensors in the T - and L - directions, respectively). The torsion at the basement (Fig. 3.6) is very insignificant relative to the horizontal and rocking acceleration (about 10 times less for both modes), as previously observed for 1:1 scale buildings, shaken by ground motion in Mexico City (Meli et al., 1998). T_{Lk}^T and T_{Tk}^T show variations, which result from the flexibility of the Volvi RC-structure. At the base level, T_{Lk}^B and T_{Tk}^B show roughly similar wave shape, excepted for the 97-231 event. This could result from low inhomogeneities of soil beneath the foundation, then producing variations of soil-footing system stiffness in part of the foundation. This phenomenon was already experimentally observed for foundation system consisting on friction piles (Trifunac et al., 1999) that produced an eccentricity of the center of stiffness of the foundation system and then variations of rigidity, also expected in case of large footings. For the Volvi structure, the difference of the torsion from one direction to the other can be expressed with respect to the average torsion measured at the base, as follow: $2.(T_{Lk}^B - T_{Tk}^B)/(T_{Lk}^B + T_{Tk}^B)$. This difference is about 4% and 3% of the average base torsion, for the 97-231 and 97-237 events, respectively, let us suppose no internal deformations. Moreover, due to the small size of the basement, the foundation will be considered as rigid in the following.

Rocking. As mentioned in Bard (1988), rocking acceleration R_{jk} is computed as being the difference between the vertical components of stations spreading along the same foundation edge ($j = L$ or T), normalized by the distance between the two vertical sensors (i.e., $2b$ or $2l$) and multiplied by the height of the building h (e.g. rocking for L -direction during the 97-237 event is computed as $R_{L2} = h(Z_{TS_1^B} - Z_{TS_2^B})/2b$). In reality, this rocking corresponds to the total rocking of the basement, including the rocking of the soil, which is generally considered as totally negligible. Rocking of the foundation (Fig. 3.6) reveals variations between L - and T - directions, which may result from source and azimuth effects but also from asymmetrical characteristics of the structure. The maximum of the rocking corresponds to about 0.2 mm/s^2 (e.g. R_{L1} and R_{L2}) with values reaching about 0.3 mm/s^2 recorded during the 97-237 event by the T -component (R_{T2}), namely around 25% of the total acceleration of the structure (TS_i^T). As reported in various papers (e.g. Bard, 1988; Paolucci, 1993; Meli et al., 1998), buildings founded on soft soils usually exhibit significant rocking owing to soil-structure interactions, even for structures founded with piles.

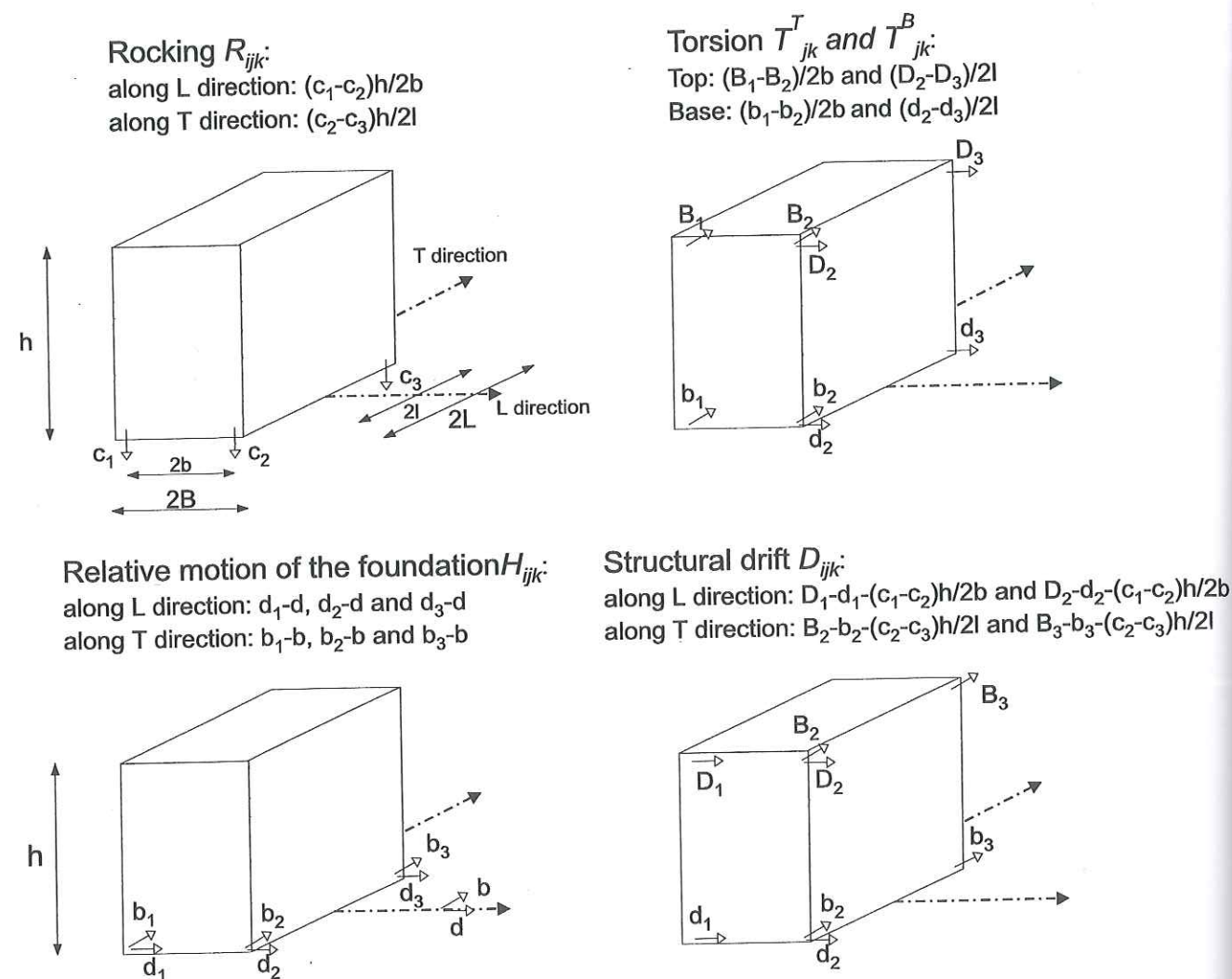


FIG. 3.5 – Schematic view of the process used for obtaining the structural drift D_{ijk} , the rocking acceleration (R_{jk}), the torsion (T_{jk}^T and T_{jk}^B) and the horizontal acceleration of the foundation (H_{ijk}).

Structural drift. The structural drift D_{ijk} , which corresponds to the fixed-base structure behavior, is computed by subtracting the total acceleration of the foundation (i.e. rocking plus horizontal acceleration including the input acceleration) from the building top acceleration (e.g. $D_{2L1} = L_{TS_2^T} - L_{TS_1^B} - R_{L1}$ for the 97-231 event). The maximum of the structural drift (Fig. 3.6) represents about 90% and 80% of the maximum total acceleration recorded at the top of the structure during the 97-231 and 97-237 events, respectively. Note that, whatever the couple of stations considered in the same direction, the time history of the structural drift is quite similar.

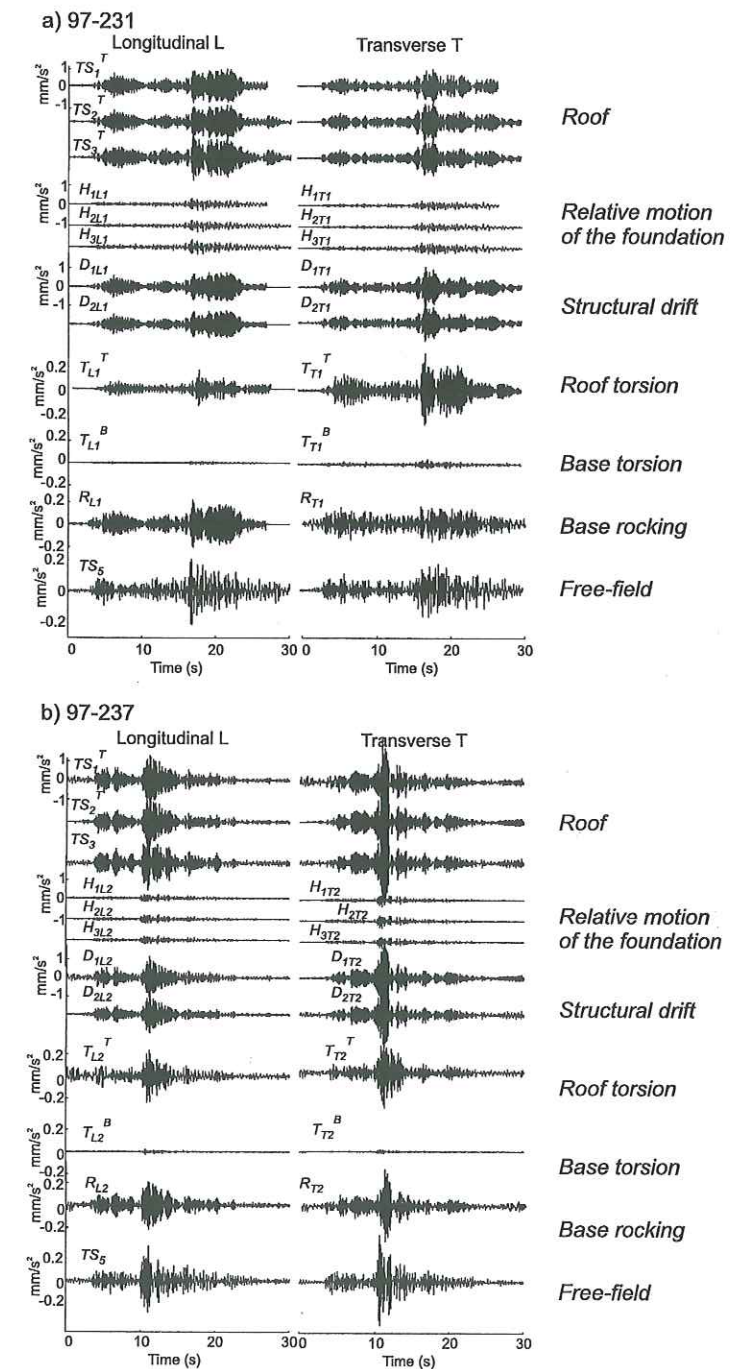


FIG. 3.6 – Time histories of horizontal displacement at roof level, and comparison with the different components of deformation (see text for comprehension).

The coherence C_{rd} between rocking and structural drift is plotted in Fig. 3.7. This one is

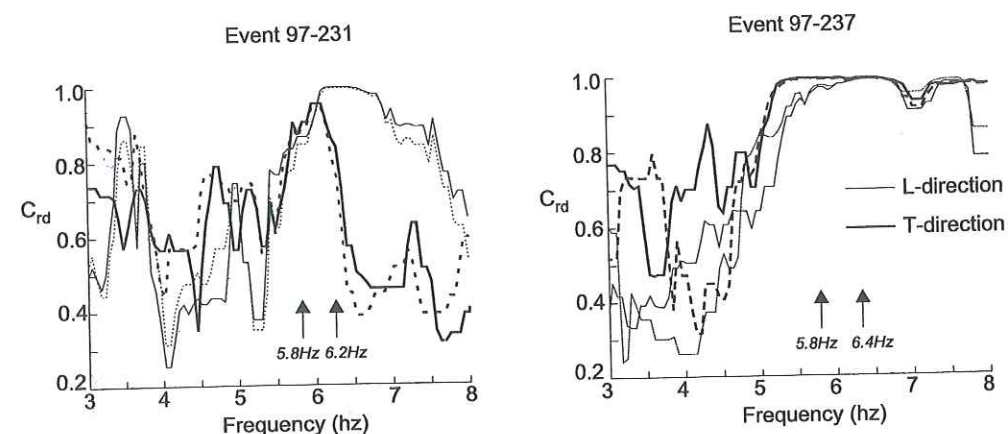


FIG. 3.7 – Coherence C_{rd} between rocking and structural drift, computed in the L - (thin line) and the T -directions (thick line) for the two events (continuous and dotted lines are the two couples of stations used to compute the structural drift).

computed as follows (Max, 1985):

$$C_{rd} = \frac{|S_{xy}^2|}{S_{xx} * S_{yy}} \quad (3.1)$$

where S_{xx} and S_{yy} are the power spectral density of signal x and y , respectively and S_{xy} the cross spectral density of x and y .

For the two events, high coherences are observed at the frequencies of the structure (which will be detailed in the following) between rocking and structural drift (more than 95%) in both directions, which let us suppose strong *SSI* effects (Bard, 1988).

Relative motion of the foundation. Horizontal foundation acceleration H_{ijk} relative to the ground is described by subtracting the total building base acceleration to the free-field (e.g. $H_{3L2} = L_{TS_3^B} - L_{TS_5}$ for the 97-231 event). The H_{ijk} 's (Fig. 3.6) are computed relative to the TS_5 free-field station (L - and T -direction). The acceleration corresponds to about 0.2mm/s^2 , namely eight times less than the building drift. However, considering no lateral variations of geology, the non null H_{ijk} 's values confirm the suspected effect of the foundation, which may modify the free-field acceleration through scattering and/or radiating process.

Motion of the structure in frequency domain

The frequency \tilde{f} of the fundamental mode of the soil-structure system is usually obtained from the transfer function between the top of the building and the free-field motion

(Paolucci, 1993; Meli et al., 1998). Nevertheless, more relevant transfer functions FT_{ijk} are obtained by removing the foundation input motion (*FIM*) effects from building top motion, where i refers to the couple of stations, j to the direction and k to the event, as follows:

$$FT_{ijk} = \frac{jTS_i^T - jTS_i^B}{jTS_5} \quad (3.2)$$

Based on this process, three transfer functions are available for each direction and each event (Fig. 3.8). For each of them, the fundamental frequency of the soil-structure system \tilde{f} corresponds to the frequency, which presents the maximal amplitude of FT_{ijk} . Three quasi-identical values of \tilde{f} are then plotted on Fig. 3.8. For sake of simplicity, only their average value \tilde{f}^* is displayed in Tab. 3.3 (+/- standard deviation).

Due to the swaying of the structure, the vertical mode observed in the structure results from both horizontal motions, which introduce a vertical component, even though the main motion is horizontal. Moreover, the common assumption of neglecting effect of the vertical (and torsion) mode for *SSI* studies is also confirmed because the vertical response of the structure is negligible compared to horizontal modes. Then, vertical mode will not be discussed in the following.

A decay between the longitudinal and transverse frequency is noted (about 10%) for the two events, confirming the asymmetry of the structure and/or the inhomogeneities of the *SSI* system. Note that the longitudinal and transverse \tilde{f}^* are very close (Tab. 3.3), which could lead to significant coupling effects between horizontal modes of the superstructure (Meli et al., 1998; Trifunac et al., 1999; Guéguen et al., 2000a). Beating observed at building top (TS_i^T , in Fig. 3.4) could then be explained by this coupling.

Between 97-231 and 97-237, a slight increase of apparent fundamental frequencies is observed in the L -directions (about 2%). Nevertheless, this increase is within the standard deviation and, because of very low accelerations produced by these two events, no information about the non-linear behavior of the soil-structure system are available. However, linear assumption was validated by previous studies conducted at the Volvi test-site (Euro-Seistest, 1995; Manos et al., 1995) which gave identical responses of structure by small earthquakes, ambient noise or pull-out-test. Moreover, in the T -direction, the reverse effect is observed, with a frequency decay of about 0.5%.

Damping ratios $\tilde{\zeta}$ may be evaluated from spectral responses FT_{ijk} by the half-power (band-width) method (Clough and Penzien, 1975). This method is summarized in Fig. 3.9. The damping ratio is determined from the frequencies at which the response amplitude A is reduced to the level $1/\sqrt{2}$ times its peak value A_{max} (corresponding to the maximal amplitude of spectra). The damping ratio $\tilde{\zeta}$ is then obtained by the following expression:

$$\tilde{\zeta} = \frac{\Delta f_0}{f_1 + f_2} \quad (3.3)$$

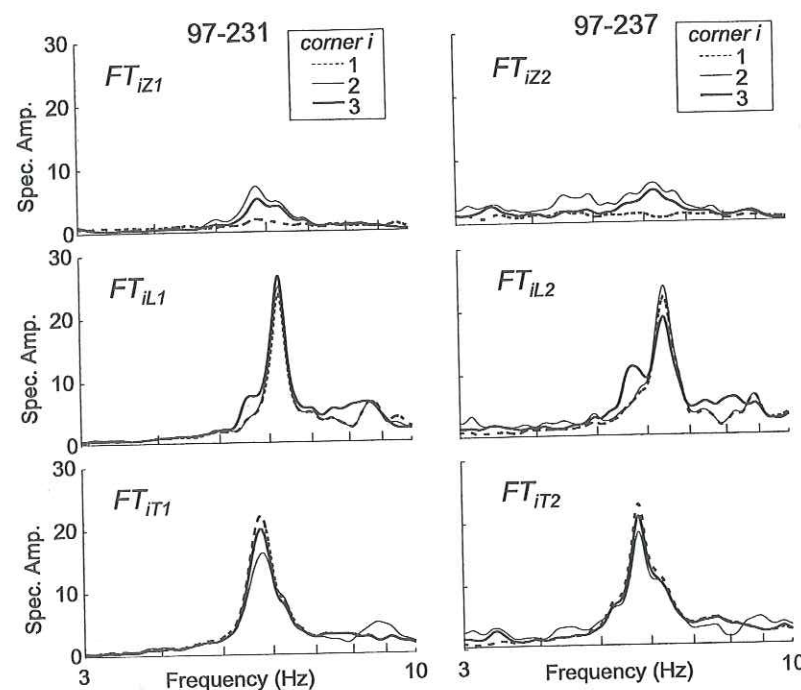


FIG. 3.8 – Transfer functions (FT_{ijk}) computed at each corner of the structure, in the three directions, for the two events. Transfer functions are displayed for the frequency range, in which the signal-to-noise ratio is over 3.

Events	L-direction	T-direction
97-231	6.22 (+/-0.00)	5.78 (+/-0.02)
97-237	6.38 (+/-0.01)	5.75 (+/-0.00)

TAB. 3.3 – Average fundamental frequency (Hz) of the soil-structure system \tilde{f}^* (+/- standard deviation) computed with the three couples of stations installed at each corner of the structure

where f_1 and f_2 are the frequencies at which the amplitude of response equal $A_{max}/\sqrt{2}$ and Δf_0 equal $f_2 - f_1$. $\tilde{\zeta}$ represents the damping ratio at the fundamental mode of the soil-structure system, computed for the L - and T -directions. This method have to be cautiously considered because the damping ratios deduced have low accuracy. Moreover, the transfer functions have been smoothed following the method proposed by Konno and Ohmachi (1998), which may introduce a large range of variation of the damping ratio values. For this reason, the damping ratios are only discuted for information in the following. Similarly to the fundamental frequencies, the average damping ratios $\tilde{\zeta}^*$ are displayed in Tab. 3.4 (together with standard deviation). According to the asymmetry and/or the

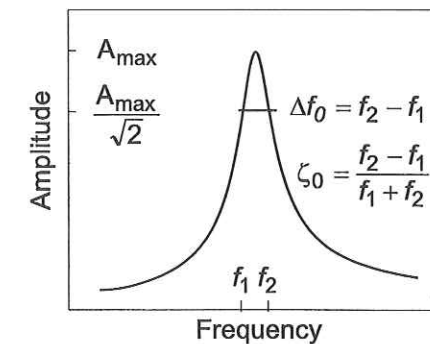


FIG. 3.9 – Half-power (band-width) method to estimate the damping ratio (after Clough and Penzien, 1975).

Events	L-direction	T-direction
97-231	2.2 (+/-0.0)	3.8 (+/-0.3)
97-237	3.0 (+/-0.1)	2.7 (+/-0.1)

TAB. 3.4 – Average damping ratio (%) of the soil-structure system ($\tilde{\zeta}^*$ (+/- standard deviation)) computed with the couple of stations installed at each corner of the structure

inhomogeneities of the system, transverse and longitudinal damping ratios are different. The L -direction is characterized by the lowest damping ratio, which represents about 60% and 65% of the transverse damping for 97-231 and 97-237 events, respectively. Moreover, the $\tilde{\zeta}^*$'s are systematically higher for the 97-237 events (of about 40% for the L -direction). As also observed for \tilde{f}^* , a reverse variation is noted for the transverse direction between 97-231 and 97-237 (about 25%).

3.3.2 Inertial SSI effects

In order to estimate the dynamic features of the structure (f_1 and ζ_1), analytical results are provided from a simple model and compared to the experimental results.

Modelling

System considered. A system commonly employed for simplified analyses of inertial interactions consists to describe the soil-foundation-structure system with a single degree-of-freedom structure (Fig. 3.10) (e.g. Jennings and Bielak, 1973; Paolucci, 1993; Guéguen, 1995; Bard et al., 1996; Meli et al., 1998; Guéguen et al., 2000a). As only parameters of the fundamental mode are significantly affected by the SSI (Jennings and Bielak, 1973),

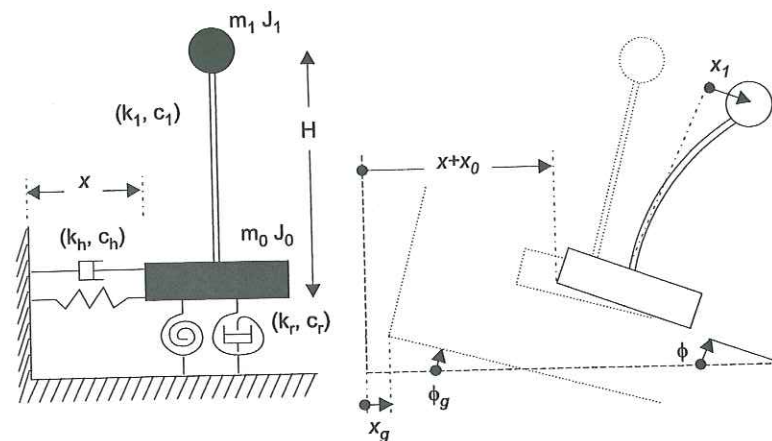


FIG. 3.10 – 3-Degree-Of-Freedom (DOF) system used for modelling the Volvi RC-structure.

the structure is associated to its concentrated mass m_1 corresponding to the fundamental mode of vibration and located at the equivalent height H from the ground surface. The structure is resting on ground through square surface footing (mass m_0). In the following, the thickness of the footing (0.40m for Volvi's case) is neglected relative to the building elevation. The structure is characterized by its structural impedance $K_1 = k_1 + i\omega c_1$, where k_1 and c_1 are the elastic stiffness and the damping ratio of the structure for the fundamental mode. They are expressed as:

$$k_1 = \omega_1^2 m_1 \quad (3.4)$$

$$c_1 = 2\omega_1 m_1 \zeta_1 \quad (3.5)$$

where ω_1 represents the fundamental circular frequency of the structure (i.e. $\omega_1 = 2\pi f_1$). For the dynamic analysis, the soil is replaced by a dynamic spring of stiffness \tilde{k}_n and by a dashpot of constant \tilde{c}_n , for each mode n . Subjected to a harmonic force $P_n(\omega)$, the foundation is moving at the same frequency ω but out of phase with $P_n(\omega)$. Force-to-displacement ratios are then described by the complex dynamic impedance function K_n , as:

$$K_n = \frac{P_n(\omega)}{U_n(\omega)} = \tilde{k}_n + i\omega\tilde{c}_n \quad (3.6)$$

The dynamic stiffness \tilde{k}_n reflects the stiffness of the soil-foundation interface and is frequency-dependent only to reflect the influence of the wavelength on the soil-foundation interaction (soil element inertia), because the soil properties are in essence considered as frequency-independent. The dashpot coefficient \tilde{c}_n describes the damping due to energy dissipation through the waves radiated away from the foundation (i.e. radiative damping) and owing to the hysteretic damping in the soil (i.e. material damping). Subjected to seis-

mic input motion x_g (and y_g), six DOF are then obtained considering this model, three for each horizontal direction (Fig. 3.10): x_1 (and y_1) the structural drift corresponding to the behavior of the fixed-base structure, x_0 (and y_0) the horizontal translation of the foundation relative to the free-field, and ϕ_y (and ϕ_x) the rocking motion of the foundation relative to the soil, around the x - (and y -) axis.

Impedance functions. Numerous studies have been conducted to estimate the impedance functions of many soil-structure systems. These functions are computed by using different tools (e.g. analytical method, numerical method, and simplified method...), many of which are summarized in Gazetas (1991). These methods account for the shape of the foundation (circular, squared or arbitrarily-shaped foundation), the amount of embedment (surface or embedded foundation, piled-foundation) and the type of the soil (uniform deposits, stratified half-space, homogeneous stratum over rigid formation...). In general, the determination of impedance functions constitutes the weakest element of the model displayed in Fig. 3.10. Because of negligible effects of vertical translation and torsion, with respect of the horizontal and rotation mode (Paolucci, 1993), only two impedance terms are accounted: horizontal translation K_{hx} (or K_{hy}) and rotation K_{rx} (or K_{ry}). Noted that two cross-coupling horizontal-rocking impedance exist (K_{hxy} and K_{ryhx} or K_{hyrx} and K_{rxhy}), usually with negligible effects for surface foundations (e.g. Luco, 1969; Veletsos and Wei, 1971) but with significant effects for embedded foundation, owing to the moments developed by horizontal soil reactions against the sidewalls (Gazetas, 1991). Analysis and computation of impedance functions are outside the scope of this paper. In the following, the impedance functions are then provided from the user-friendly handbook for surface footings (Sieffert and Cevaer, 1992). For several (shallow) soil-foundation systems, the handbook lists stiffness and damping terms of impedance functions from relevant literature (e.g. Veletsos and Wei, 1971; Luco and Westmann, 1971; Kausel, 1974; Luco, 1974; Gazetas, 1983; Aspel and Luco, 1987). Terms in the impedance function are expressed in the form:

$$\begin{aligned} K_{nm} &= \tilde{k}_{nm} + i\omega\tilde{c}_{nm} \\ &= k_{statnm}(k_{nm}(a_{0nm}) + ia_{0nm}c_{nm}(a_{0nm})) \end{aligned} \quad (3.7)$$

where:

- n denotes either horizontal h or rocking r mode and m either direction x or y ;
- a_{0nm} is a dimensionless frequency defined by $a_{0nm} = \omega Re_{nm}/\beta$, with Re_{nm} the characteristic dimension of the rigid foundation, i.e the radius for circular foundations, β the shear waves velocity of soil and ω the angular frequency. For rectangular foundations, Re_{nm} is computed separately for translation and rotation modes to match

the area and the moment of inertia of an equivalent circular foundation, as follows:

$$\begin{aligned} Re_{hm} &= \left[\frac{4BL}{\pi} \right]^{\frac{1}{2}} \\ Re_{rx} &= \left[\frac{16B^3L}{3\pi} \right]^{\frac{1}{4}} \\ Re_{ry} &= \left[\frac{16BL^3}{3\pi} \right]^{\frac{1}{4}} \end{aligned} \quad (3.8)$$

– $kstat_{nm}$ represents the static stiffness of the surface foundation, defined for each mode by

$$kstat_{hm} = \frac{8GRe_{hm}}{2 - \nu} \quad (3.9)$$

$$kstat_{rm} = \frac{8GRe_{rm}^3}{3(1 - \nu)} \quad (3.10)$$

where ν is the soil Poisson ratio and G the soil dynamic shear modulus such as $G = \rho\beta^2$ (ρ = soil density in kg/m^3 , β =soil S-wave velocity).

Since the Volvi structure is geometrically symmetric, $K_{nx} = K_{ny}$ (i.e., K_h or K_r), and as consequences $kstat_{nx} = kstat_{ny}$ (i.e., $kstat_h$ or $kstat_r$) and $Re_{nx} = Re_{ny}$ (i.e., Re_h or Re_r). In the following, and for sake of simplicity, the dynamic behavior of the soil-structure system is computed separately for the x and y directions, the impedance being denoted by K_n and the input motion by x_g .

Unfortunately, nonuniform or stratified soil profiles are not considered in Sieffert and Cevaer (1992), while this is the case of Volvi. For multi-layered soil profiles having gradual increase of stiffness with depth, Stewart et al. (1998) assumed an equivalent half-space with a shear-waves equivalent velocity β_e , computed for obtaining the same travel time t_e for vertically propagating shear-waves as in the actual stratified half-space from a depth Re_h to the ground surface. By the same way, the density of the equivalent half-space is obtained by assuming an equivalent density ρ_e to be equal to the average density of the soil column from Re_h to the surface. Then, equivalent values of soil Poisson ratio ν_e , density ρ_e and shear waves velocity β_e describe the equivalent half-space, as follows (Fig. 3.11):

$$\begin{aligned} \beta_e &= \frac{Re_h}{t_e} \\ \rho_e &= \frac{\left[\sum_{i=1}^{n-1} H_i \rho_i + (Re_h - \sum_{i=1}^{n-1} H_i) \rho_n \right]}{Re_h} \end{aligned} \quad (3.11)$$

Equivalent soil features are deduced from Tab. 3.1, which correspond to the following equivalent soft soil: $\beta_e = 227\text{m/s}$ and $\rho_e = 1930\text{kg/m}^3$. The value of ν_e has been chosen

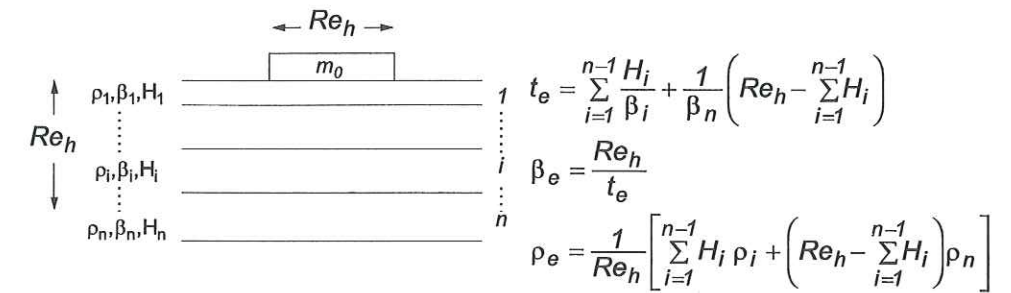


FIG. 3.11 – Equivalent half-space estimation from the stratified medium of the Volvi test-site.

from Tab. 3.1, in which a constant Poisson ratio ($\nu = \nu_e = 0.25$) was assumed.

Equation of motion. Because inertial SSI effects can be solved independently from kinematic SSI effects, solving the SSI problem becomes of great mathematical convenience. Neglecting the cross-coupling horizontal-rocking impedances, the governing equations for dynamic equilibrium of the soil-foundation-structure system (inertial effects) are written for the rotational and translational modes, as follows (e.g. Chopra and Gutierrez, 1973):

$$\text{Structure } m_1 : m_1(\ddot{x}_1 + \ddot{x}_0 + H\ddot{\phi}) + c_1\dot{x}_1 + k_1x_1 = -m_1\ddot{x}_g \quad (\text{translation}) \quad (3.12)$$

$$\text{Foundation } m_0 : m_0\ddot{x}_0 + \tilde{c}_h\dot{x}_0 + \tilde{k}_h x_0 - c_1\dot{x}_1 - k_1x_1 = -m_0\ddot{x}_g \quad (\text{translation}) \quad (3.13)$$

$$: J_0\ddot{\phi} + \tilde{c}_r\dot{\phi} + \tilde{k}_r\phi - Hc_1\dot{x}_1 - Hk_1x_1 = 0 \quad (\text{rotation}) \quad (3.14)$$

where J_0 is the rotational moment of inertia of the foundation and \tilde{k}_i and \tilde{c}_i the impedance terms as aforementioned (Eq. 3.6). The problem amounts to solving the following matrix differential equation:

$$[M]\{\ddot{x}\} + [C]\{\dot{x}\} + [K]\{x\} = -\{\hat{m}\}\ddot{x}_g \quad (3.15)$$

$[M]$, $[C]$ and $[K]$ are the mass, damping and stiffness matrix of the soil-structure system subjected to the \ddot{x}_g input acceleration, $\{\hat{m}\}$ the mass vector and $\{x\} = \langle x_1 \ x_0 \ \phi \rangle^T$ the displacement vector. By transformation to the Laplace domain, according to $X(p) = \ell(x(t))$ with $p = i\omega$, the vector displacement is solved as:

$$\{X\}(\omega) = -([K] - [M]\omega^2)^{-1} \{\hat{m}\} X_g(\omega)\omega^2 \quad (3.16)$$

where:

- $[K_t]$ ($=[K] + i\omega[C]$) represents the complex stiffness matrix (or impedance matrix) of the system with the imaginary terms representing damping such as:

$$\begin{bmatrix} K_1 & 0 & 0 \\ -K_1 & K_h & 0 \\ -HK_1 & 0 & K_r \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_1 + i\omega c_1 & 0 & 0 \\ -k_1 - i\omega c_1 & \tilde{k}_h + i\omega \tilde{c}_h & 0 \\ -H(k_1 + i\omega c_1) & 0 & \tilde{k}_r + i\omega \tilde{c}_r \end{bmatrix} \quad (3.17)$$

- $[M]$ is equal to

$$\begin{bmatrix} m_1 & m_1 & Hm_1 \\ 0 & m_0 & 0 \\ 0 & 0 & J_0 \end{bmatrix} \quad (3.18)$$

- $\{\hat{m}\}$ represents the mass vector of the structure such as:

$$\{\hat{m}\} = \begin{Bmatrix} m_1 \\ m_0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (3.19)$$

Because of variations of Volvi structure behavior between the L - and T -modes, Eq. 3.16 is applied in the two horizontal directions, in order to estimate separately the longitudinal and transverse dynamic features of the structure.

Two relevant assumptions are implicit in the formulation to simplify the soil-structure behavior analysis, which do not strongly influence the results:

1. Rigid foundation is assumed. Liou and Huang (1994) investigated the effects of surface foundation flexibility on the impedance functions focusing on the rocking impedance, the horizontal impedance of non-rigid or rigid foundations being similar. They describe the sensitivity to the flexibility as dependent of the soil-to-foundation stiffness ratio and its effect can be significant in some cases. Moreover, Trifunac et al. (1999) observed the effect of flexibility of the foundation in case of pile-group, while Stewart et al. (1998) observed that piers foundation flexibility significantly affects interaction phenomena, e.g. by period lengthening. Luco et al. (1987) found that, in case of flexible base, the rocking motion of the building should be larger, the rigid base assumption then giving a lower bound for the rocking motion. But, as investigated by Lee (1979), the rigid foundation assumption provides a satisfactory approximation for long wave-length λ ($=2\pi\beta/\omega$ relative to the size of the foundation. At Volvi test-site, where $\lambda_e \approx 45\text{m}$ at $\omega_s/2\pi = 5\text{Hz}$ ($\omega_s = \text{SSI circular frequency}$) with $\beta_e = 227\text{m/s}$, and then $\lambda_e \gg Re_h$ ($= 1.98\text{m}$), rigid foundation is assumed that allows to reduce considerably the number of DOF of the model.

2. Linear behavior is expected. In routine soil-structure interaction analysis, the approximated nonlinear behavior of soil usually results from iterative linear analyses. A reasonable approximation consists in using an effective value of G and ζ (effective damping of soil) for obtaining the swaying and rocking impedance functions. Paolucci (1993), Meli et al. (1998) and Cardenas et al. (1999) showed the effective effects of non-linearity of soil-structure system for buildings resting on very soft soil. But the spectral analysis performed at the Volvi test-site does not allow to conclude about potential non-linear behavior of the soil-structure system, at least for the weak events considered here. For this reason, the estimation of the dynamic features of the Volvi RC-model is separately performed under linear assumptions for the two events.

Results

To estimate the dynamic parameters of the structure, inverse process has been used. Iterative computation of the three DOF of the system motion are performed, by introducing sets of unknown parameters in the Eq. 3.16: the damping ratio (ζ_1) and the frequency (f_1) of the structure, and the height (H) of the equivalent model. This latest is usually considered as the 2/3 of the building height (h), but it may be slightly different. The f_1 , ζ_1 and H parameters are incremented alternatively. For each parameter set of the iterative process, the estimation of the accuracy of the analytical model is based on the comparison between the SSI experimental and analytical behaviour, i.e. by comparing the values of the \tilde{f} and $\tilde{\zeta}$ plotted from observations or predictions. The values of \tilde{f} and $\tilde{\zeta}$ from observations are listed in Tabs. 3.3 and 3.4. After iterative process, several models are suitable, listed in Tab. 3.5, and an average one (*) is associated to each horizontal direction, for the two events.

The comparison between experimental and numerical approaches are shown in Fig. 3.12, through spectral ratios. They are computed using the adopted sets of parameters and they gives relevant informations about the soil-structure system behaviour, as explained in the following. Let $x^t = x_1 + x_0 + H\phi_y + x_g$ be the total motion of the structure, at the roof level, and $x_0^t = x_0 + x_g$ be the total motion of the basement, in the longitudinal direction. Four spectral ratios are accounted for (Paolucci, 1993):

1. the flexible-base behavior $(x^t - x_0^t)/x_g$ or transfer functions, as previously defined.
2. the fixed-base behavior $x^t/(x_0^t + H\phi_y)$. It can be shown that, for a 3- DOF , this spectral ratio has a fundamental frequency which coincides with the fundamental frequency of the fixed-base structure f_1 (Paolucci, 1993; Meli et al., 1998). Then, the shift measured between the fundamental frequency plotted on ratio (1) (i.e., \tilde{f})

Events	L-direction			T-direction		
97-231	$f_1(Hz)$	$\zeta_1(\%)$	$H(m)$	$f_1(Hz)$	$\zeta_1(\%)$	$H(m)$
<i>model 1</i>	6.99	3.00	4.00	5.93	4.80	3.10
<i>model 2</i>	6.99	3.20	4.00	5.93	4.80	3.20
<i>model 3</i>	6.91	2.80	3.80	5.93	4.80	3.30
<i>model 4</i>	6.91	3.00	3.70	5.93	5.00	3.10
<i>model 5</i>	6.91	3.00	3.80	5.93	5.00	3.30
Average	6.94	3.00	3.86	5.93	4.88	3.20
97-237	$f_1(Hz)$	$\zeta_1(\%)$	$H(m)$	$f_1(Hz)$	$\zeta_1(\%)$	$H(m)$
<i>model 1</i>	7.06	3.80	3.70	6.53	3.00	4.60
<i>model 2</i>	7.01	3.60	3.60	6.53	3.20	4.60
<i>model 3</i>	7.01	2.60	3.70	6.53	3.40	4.60
<i>model 4</i>	7.01	3.80	3.60	6.53	3.60	4.60
<i>model 5</i>	7.01	3.80	3.70			
Average	7.02	3.72	3.66	6.53	3.30	4.60

TAB. 3.5 – Structural characteristics used for the numerical modelling and better fitting the experimental data. Average row correspond to the f_1^* , ζ_1^* and H^* values

and (2) (i.e., f_1) reflects the effects of the SSI.

- the horizontal base motion relative to the free-field x_0^t/x_g . This spectral ratio reflects the kinematic interaction due to scattering of waves on the footing.
- the importance of rocking motion relative to the structural drift $H\phi_y/x_1$. The value of this ratio gives also information about the SSI effects. Indeed, from Eq. 3.16 and considering no damping, it may be easily shown that the spectral ratio (4) equals $(H^2k_1)/(-\omega^2J_0 + k_r)$. For zero frequency, this value is $(H^2k_1)/k_r$ and approaches zero when the soil is rigid with respect to the structure (i.e. $k_r \gg H^2k_1$), i.e. when the SSI effects are negligible.

In conformity with the experimental results, spectral ratios are computed for the horizontal components (with input motion corresponding to x_g and y_g) of the two events (Fig. 3.12). Analysis in the transverse direction is done by substituting x and y index in the spectral ratios formulation.

The parameters set give results that are in good agreement with the observed data (Fig. 3.12). Following the event, we observe significant variations of the structural dynamic parameters (e.g. f_1^* from 6.94 to 7.02 Hz and ζ_1^* from 3.00 to 3.72% for the 97-231

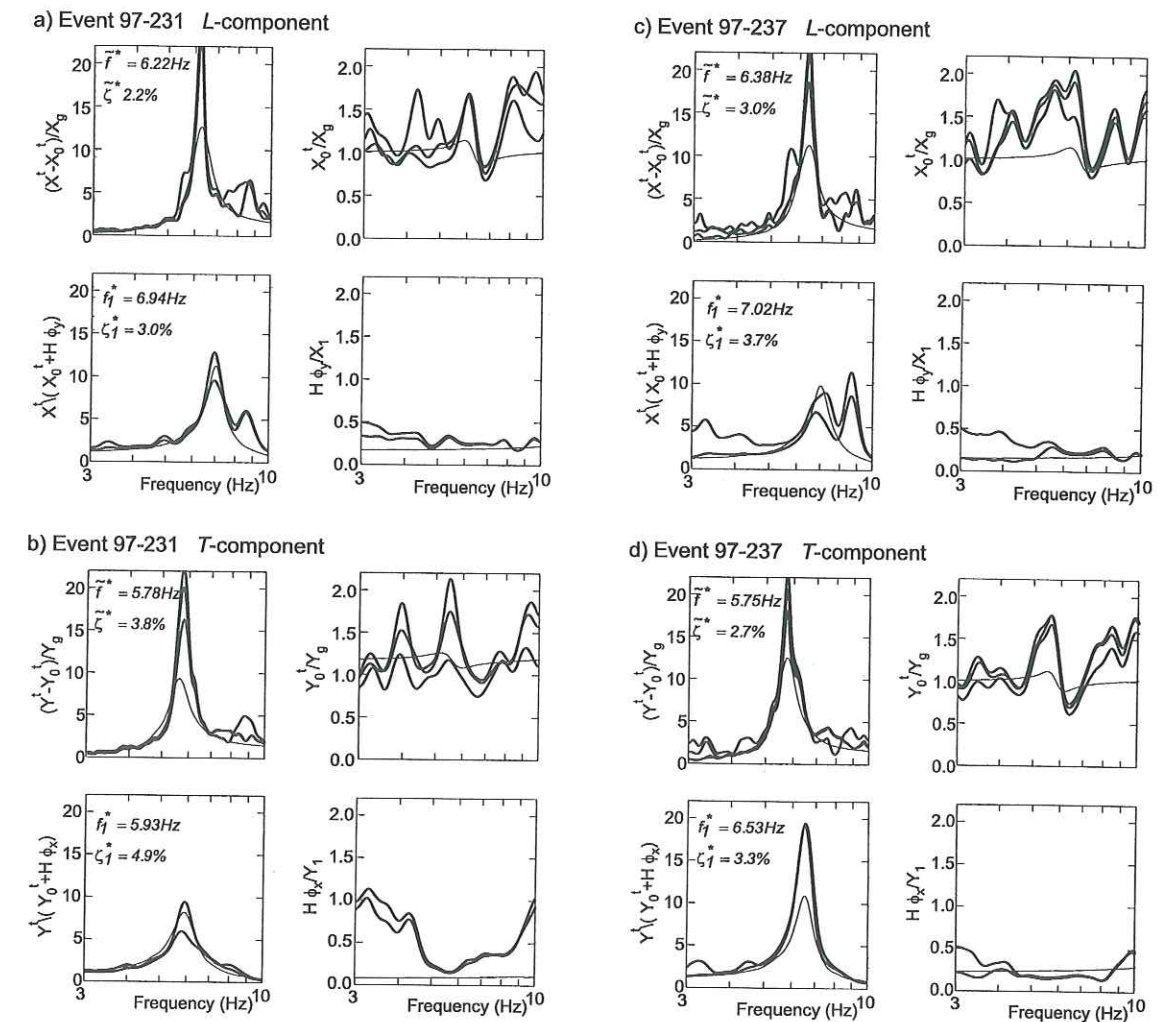


FIG. 3.12 – Comparison between numerical (thin line) and experimental (thick line) spectral ratios, obtained for the 97-231 (a and b) and the 97-237 (c and d) events and computed in the longitudinal and transverse direction, respectively. Every sets of experimental data are shown, which are associated to the six 3C-sensors installed in the structure. For sake of simplicity, only the average model computed from the adopted models is represented by the continuous thin line.

and 97-237 events, respectively, in the longitudinal direction) and of the height H^* (from 3.86 to 3.66m, which correspond to 0.8 and 0.7 time the height of the structure).

Even if the estimation of the dynamic structural parameters in the T -direction during the 97-237 event gives a worse agreement for the amplitude of spectral ratio (1) and (2), rather good fits are observed considering damping and frequency, and also for spectral ratio (3) and (4). Whatever the model, the SSI damping is probably too high (see ratio

(2)) but can not be reduced because it would make the agreement worse for spectral ratio (3). It is relevant to note that the shift of the fundamental frequency from f_1^* to \tilde{f}^* , as well as the decay of the damping ratio from ζ_1^* to $\tilde{\zeta}^*$, are well modelled (see ratio (1) and (2)), that lead to significant *SSI* effects. They reduce the fundamental frequency from about 10% in both directions (excepted for the *T*-direction for which 2.5% is observed) and the damping ratio from about 25%. Nevertheless, the rate of the damping ratio decay from ζ_1^* to $\tilde{\zeta}^*$, for experimental as well as for numerical results, may also be depending on the mass and height of the building ζ_1^* , as analytically showed by Todorovska and Trifunac (1992).

Rather good fit is observed for the ratio (4) and confirm the predominant effect of the structural drift relative to the rocking, at the \tilde{f} frequency. But, at the soil-structure system frequency, spectral ratios (4) have values close to 0.3, which reflect significant *SSI* effects. However, the soil model used for the estimation of the impedance functions seems to systematically underestimate this ratio. This may be due to the choice of the equivalent soil: the uppermost layers are softer than the equivalent soil and they may increase the *SSI* effects.

Thus, a single 3-*DOF* model gives satisfactory estimation of the building response. Moreover, the impedance functions provided from the impedance functions handbook (Sieffert and Cevaer, 1992) reproduce the *SSI* effects. Note that the structural stiffness and damping are estimated from experimental data, but are slightly dependent on the mass m_1 which are provided from Manos et al. (1995). Moreover, up to this point of the study, only inertial effect are considered and the incident seismic motion is considered as unaffected by the presence of the foundation (scattering of incident wavefield), which is usually assumed for surface footing. The motion considered as "free-field" motion (x_g) is also assumed sufficient far from the building base and then considered as non-contaminated by the building motion.

3.4 Second experiment:

Soil-Structure-Soil Interaction *SStSI*

To evaluate the effects of the *SSI* on the free-field motion, one must consider:

- the scattering of incident waves from the foundation, which can alter the free-field motion appreciably (Trifunac, 1972; Wong and Trifunac, 1975). Trifunac (1972) showed that disturbance generated by wave scattered and diffracted in the vicinity of the foundation are not a local phenomenon. They can be extended to large distance (at least one order of magnitude greater than the characteristic length of the

foundation).

- the radiation of the wave energy, associated with the building response, via the foundation, into the half-space. Guéguen et al. (2000a) experimentally showed that the radiated wavefield is characterized by the soil-structure system frequency \tilde{f} , with damping proportional to $\tilde{\zeta}$. They also showed that geometrical decay of radiated energy was directly dependent of the $1/r$ and $1/\sqrt{r}$ rate of the geometrical decay of body and surface waves.

The main goal of the second experiment is then devoted to the analysis of *SStSI* effects, the building being forced into vibration by shots.

3.4.1 Experiment

On October 2, 1997, two big shots were jointly performed by the Laboratory of Soil Mechanics and Foundation and the Geophysical Laboratory of the Aristotle University of Thessaloniki. The main goal was to investigate the geometry cross the whole valley as well as the position of the buried faults that control the sediment thickness. They consisted on 35 kg and 65 kg of explosives placed at the sedimentary-rock interface, i.e. ≈ 40 m depth, and in the sedimentary layers, respectively. The first is located around 1 km towards the North of the test-site (Fig. 3.13). Because of the proximity of the shot and of its power, the records saturated. Then, it will not be employed in the following analysis. The second shot is located close to Stivos site, around 2km distance through the South-East of the Test-Site area.

Simultaneously, seismic stations were installed in the vicinity of the test-site (Fig. 3.13), which will be used in the following section for comparison with the close free-field motion. Owing to experimental constraints, only one station was left on the base of the structure (Fig. 3.14). Three additional velocimeters are installed on the close free-field, at 3.85 (TS_{41}), 8.00 (TS_{42}) and 26.75 meters (TS_{52}) from the building base, oriented according to the main axis of the building (*L*- and *T*-directions). The TS_{4i} and TS_{5i} couples of velocimeters are connected to the same Reftek acquisition system, associated with external GPS system.

Before shot sequences, an added mass was installed over the building top, made of six concrete girders with the support of four steel columns. These girders are intended to simulate the mass and the position of a 6th story. Note that owing to this structural modification, the dynamic parameters of the structure are modified. They were previously estimated in Guéguen et al. (2000a): the fundamental frequency \tilde{f} corresponds to 4.94 and 4.76Hz in the *L*- and *T*-direction, respectively, while the damping ratio $\tilde{\zeta}$ is around

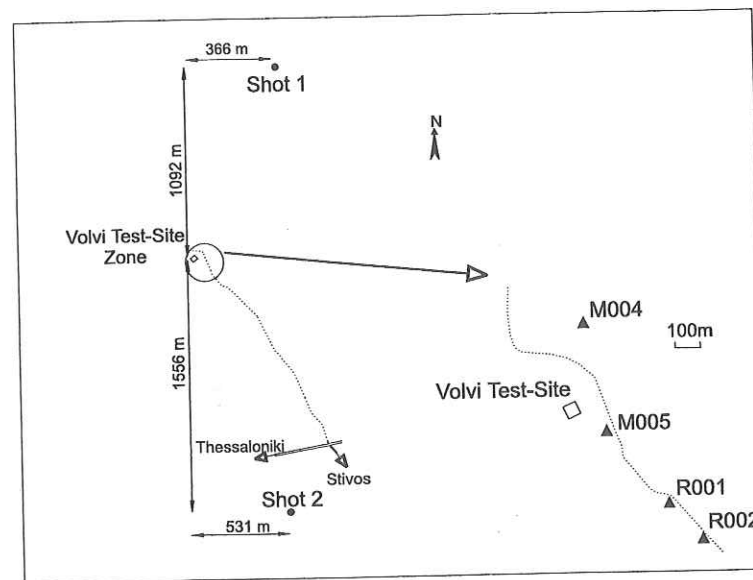


FIG. 3.13 – Localisation of the two shots done on the Volvi basin. R001, R002, M004 and M005 are seismological stations installed on the vicinity of the test-site.

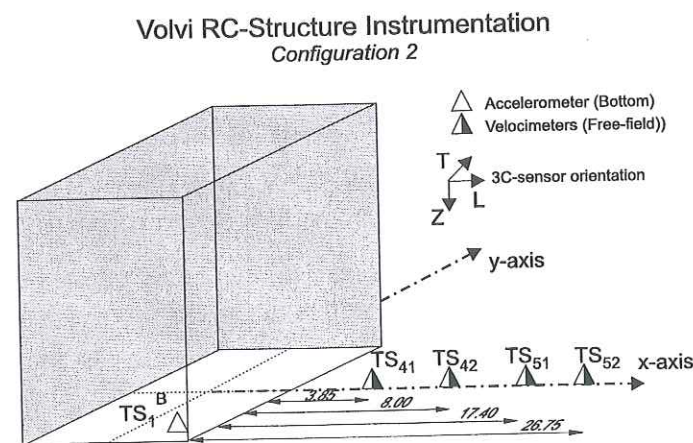


FIG. 3.14 – Second experiment: overview of the building and close free-field instrumentation devoted to the analysis of the SSI effects on the ground motion.

1.5%. The total building-footing system height is then modified from 5.4m to 6.4m.

3.4.2 Free-field contamination: time domain

Fig. 3.15 shows acceleration time histories of the second big shot at the free-field

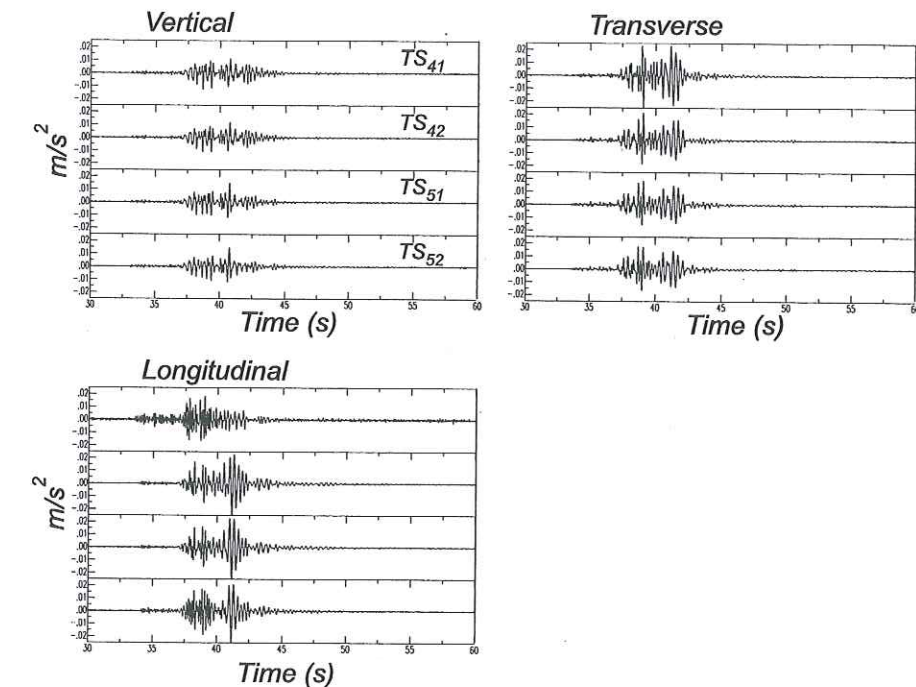


FIG. 3.15 – Acceleration time histories for the second shot recorded in the free-field.

station. The maximal acceleration corresponds to around $0.02m/s^2$ and $0.01m/s^2$ for the horizontal and vertical components, respectively. Note that the longitudinal of the TS_{41} station is noised. Two main wave arrivals are recorded, mainly on the horizontal directions, the first one (at around 37s) due to the direct wave from the shot and the second one (after 40s) certainly produced by the diffracted waves into the sedimentary basin. From one station to the others, the maximal acceleration of the first pulse is with the same order of amplitude, with very similar wave shape. But, the second pulse shows acceleration attenuations, from the TS_{41} to the TS_{52} stations, i.e. as function of the distance to the foundation.

Because the fundamental frequency of the soil-structure system \tilde{f} is around 5 Hz in the two directions, the normalized traces are band-passed filtered in the 4-6Hz range with a Butterworth filter (Fig. 3.16). The narrow range has been chosen for intending to identify the waves induced by the building motion. Several comments are to be done from the filtered acceleration time histories:

1. We observe strong coupling effects on the vertical and transverse TS_1^B components, which may result from the close fundamental frequency of vibration between the longitudinal and transverse direction, as above-mentioned in the first experiment. This coupling increases the duration and is characterized by monochromatic beating (noted *Be* on Fig. 3.16). Note that the localisation of the second shot with respect

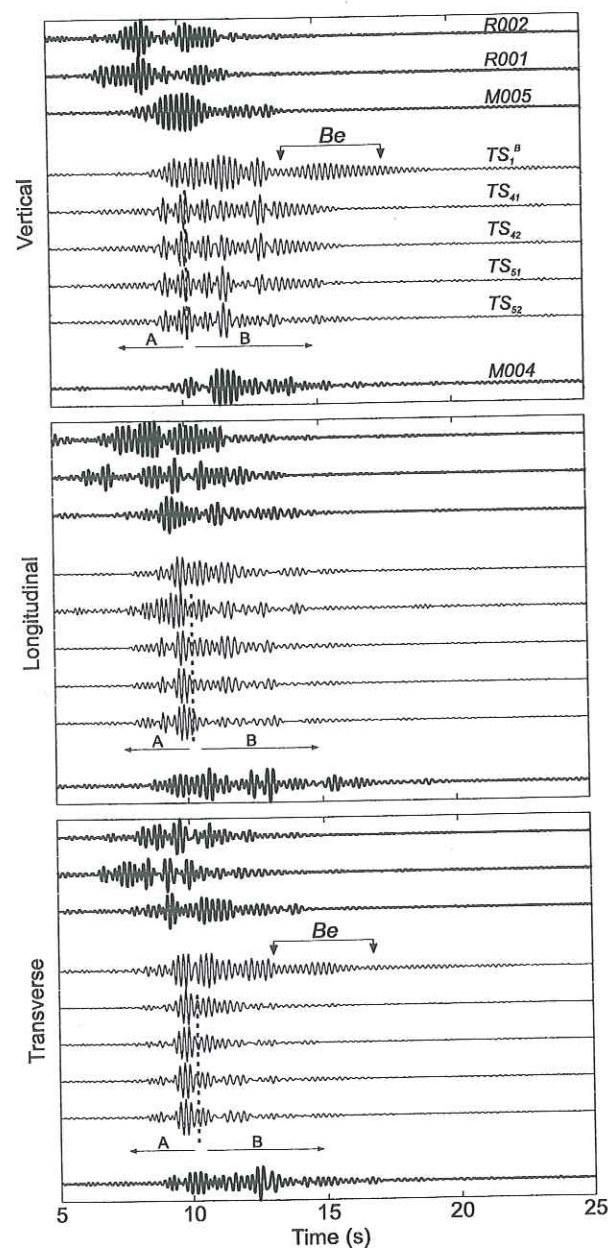


FIG. 3.16 – Acceleration time histories for the second shot recorded by the footing station (TS_1^B) and by the close (TS_i) and far ($M00i$ and $R00i$) free-field stations, band-passed filtered in the 4-6Hz range with a Butterworth filter.

to the orientation of the RC-building is in favour of the "transverse" excitation of the structure (Fig. 3.16), which is in agreement with the coupling effects observed;

2. Compared to the far free-field traces, no similitude are observed with the building motion and the close free-field motion, excepted with the $M005$ station which is

the closest station of the test-site. Acceleration time histories of the far free-field stations characterize then the source mechanism and the wave path in the ground;

3. On the close free-field stations, a very high coherency with the TS_1^B station is observed until around 10 s (zone A, Fig. 3.16), the traces then representing the incident input motion from the shot. After 10s time duration, high variations are noted in the three directions, with the same pulses reproduced from the footing to the free-field station (zone B, Fig. 3.16). The most significant effect is noted on the vertical component (zone B, Fig. 3.16), where the coupling effect is reproduced in the free-field. Note also that the amplitude decay of the free-field traces is in conformity with the distance to the foundation (zone B).

3.4.3 Free-field contamination: $F-k$ domain

Array analysis of seismic signals have been used for long time to measure the spatial extent, duration, directions and speeds of rupture propagation during earthquake (Goldstein and Archuleta, 1991). The analysis method is based on Spectrum Fourier analysis method, getting from the time-space to the frequency-wavenumber domain.

$F-k$ analysis amounts to computing FFT in time and in space domain. Let suppose seismic signal be a multiple signal, made of a set of m plane waves incident at an array of K sensors on a homogeneous medium, the $F-k$ analysis allows to identify the m^{th} component of the seismic signal. In this paper, $F-k$ analysis is used to confirm the contamination of the close surface ground motion, coming from the building vibration.

Array signal processing

Let $\Psi(\vec{r}, t)$ be the signal received at location \vec{r} at time t . Its spatio-temporal Fourier transform can be computed as:

$$\Psi(\vec{k}, \omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} \Psi(\vec{r}, t) \exp[i(\omega t + \vec{k}\vec{r})] d\vec{r} dt \quad (3.20)$$

where \vec{k} represents the horizontal wavenumber vector in the (k_x, k_y) plan and ω the frequency of the signal.

For each couple of stations i and j , the cross-spectrum function S_{ij} is defined as

$$S_{ij}(\omega) = \Psi(r_j, \omega) \Psi^*(r_i, \omega) \quad (3.21)$$

where $*$ indicates the Hermitian conjugate. S_{ij} is a measure of the correlation between signals recorded at receiver i and signals recorded at receiver j . Because of space and

time discrete signal, the spectral density $P(\vec{k}, \omega)$ of the array information is estimated as follows:

$$P(\vec{k}, \omega) = \frac{1}{n^2} \left| \sum_{j=1}^n \Psi(\vec{r}_j, \omega) \exp(i\vec{k} \cdot \vec{r}_j) \right|^2 \quad (3.22)$$

which are expressed in matrix form as:

$$P(\vec{k}, \omega) = \frac{1}{n^2} u^T(\vec{k}) S(\omega) u^*(\vec{k}) \quad (3.23)$$

$S(\omega)$ is the cross-spectrum matrix and $u(\vec{k})$ the signal direction vector (T means transpose) such as:

$$u(\vec{k}) = (u_1(\vec{k}) \cdots u_j(\vec{k}) u_{j+1}(\vec{k}) \cdots u_n(\vec{k}))^T \quad (3.24)$$

where $u_j(\vec{k}) = \exp(i\vec{k} \cdot \vec{r}_j)$.

Seismic data are then analysed at each frequency ω in the (k_x, k_y) plan, k_x and k_y corresponding to the horizontal components of the wavenumber vector. Azimuth and apparent celerity c of waves are then derived from the F - k analysis by:

$$\theta = \tan\left(\frac{k_x}{k_y}\right) \quad (3.25)$$

$$c = \frac{\omega}{\sqrt{k_x^2 + k_y^2}} \quad (3.26)$$

where k_x and k_y correspond to the \vec{k} value that maximises the spectral density and θ is the angle between the wave propagation and the k_y direction. In practice, the F - k analysis is often performed through dividing into time windows the signal and computing the spectral density as function of ω . Because of space discretization, the resolution of the array is slightly dependent of the inter-space station with respect of the frequency and velocity of the waves analysed, as well as of the distribution of the stations.

F - k analysis of the Volvi array

F - k analysis is computed for the array installed in the vicinity of the Volvi RC-building (Fig. 3.14). In this paper, the employment of the F - k analysis is different of the classical seismic analysis. Indeed, the incoming direction and the velocity of the expected wave, radiated into the ground from the building, are known.

The experimental configuration is certainly not the best one, because the resolution of the array is not optimal. Indeed, the spectral density $P(\vec{k}, \omega)$ can be defined as the convolution between the array response and the signal $\Psi(\vec{k}, \omega)$, the spectral density $P(\vec{k}, \omega)$ being then highly dependent on the response of the array, and as consequences on the configuration

of the array. The apparent celerity is then only defined along the x axis by the following expression:

$$c = \frac{\omega}{k_x} \quad (3.27)$$

In order to test the accuracy of the informations provided by the F - k analysis, applied to this array, numerical simulations have been performed. The surface ground motion is computed at the TS_{ij} stations through discrete wavenumber method, considering the Volvi test-site configuration. Green's function of the Volvi stratified half-space (Tab. 3.1) is obtained through Hisada's code (Hisada, 1994; 1995), which computes the displacement induced by source equivalent to surface point forces. Derived from Eqs. 3.6 and 3.16, the reaction force $F(\omega)$ developed at the soil-footing interface is given by:

$$F(\omega) = K_h X_0(\omega) + K_r \Phi(\omega) \quad (3.28)$$

$F(\omega)$ is then associated to surface seismic point source, which is characterized by \tilde{f} and $\tilde{\zeta}$ dynamic parameters.

Because of low-resolution array in the y -direction, the numerical F - k analysis (Fig. 3.17) shows clearly the spectral response of the array: the k_y component is not solved, which is represented by the wide of energy in the k_y direction. But at frequency close to \tilde{f} , the spectral density gives significant informations about azimuth and velocity of the wave propagation (Fig. 3.17), the maximum of energy travelling from the position of the building and at the Volvi ground velocity (at about 100m/s).

Using experimental data from the shot, two time windows are compared (Fig. 3.18), corresponding to the A and B segments in Fig. 3.16. Note that in the A segment, no waves coming from the building direction are observed, whatever the component direction. The spectral density represents the total incident input motion, owing to the propagation and the scattering of waves in the sedimentary basin. But using the B time windows (from about 10s), a second azimuth with high energy is detected, in the longitudinal component, which correspond to a wave coming from the building direction with an apparent velocity close to the S -wave velocity of the Volvi soil profile of the section 3.3.2 ($\beta \approx 100\text{m/s}$).

Thus, the F - k analysis allows to detect the wavefield radiated into the ground from the building base. For the analysis of the SSI effects on the close free-field ground motion, for which the expected wavefield is known (azimuth and velocity of the wavefield, as well as the frequency corresponding to the soil-structure frequency), this method is well adapted to know the part of the radiated energy relative to the incident input motion, recorded in the close free-field. By using a more appropriate array, the azimuth could be better defined and then this method could be extended to the study of the radiated wavefield coming from an array of building, simulated a more accurate urban area.

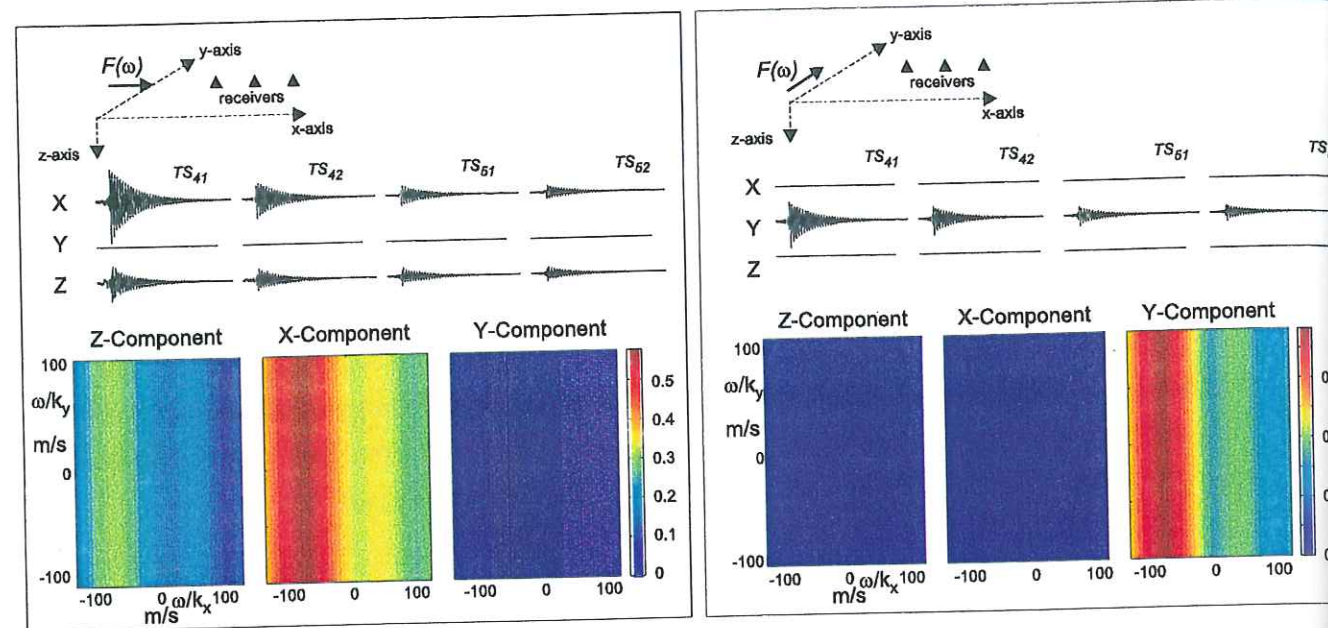


FIG. 3.17 – (Top) Synthetic seismograms computed by Hisada's code (Hisada, 1994; 1995) induced by a surface seismic point source $F(\omega)$ oriented in the parallel (left) and perpendicular (right) direction of the linear array. The array corresponds to the Volvi array configuration, TS_{41} , TS_{42} , TS_{51} and TS_{52} located at around 6.0, 10.0, 18.0 and 28.0 m from building base center (i.e. at 3.85, 8.00, 17.4 and 26.75 m from building base edge). (Bottom) Spectral density computed for the three components represented in the velocities plan, i.e. $(\omega/k_x, \omega/k_y)$. The frequency considered corresponds to the fundamental frequency of the source $\tilde{f} = 4.9\text{Hz}$. (Note the similitud of level of energy between spectral density and synthetic seismograms).

3.5 Conclusion

The two field experiments conducted at the Volvi test-site have provided relevant information about the *SSI* effects on the building motion but also on the close free-field motion. Several comments can be done:

1. The instrumentation installed in the building provides relevant informations about the asymmetrical behavior of the Volvi RC-structure and about the *SSI* effects. The latest contribute to reduce the fundamental frequency of the structure from the fundamental frequency of the structure (f_1) to the one of the soil-structure system (\tilde{f}), because the soil is characterized by a low *S*- wave velocity. While the *SSI* effects is generally expected to increase the damping ratio from ζ_1 to $\tilde{\zeta}$, the opposite effect is observed here, i.e., $\tilde{\zeta} < \zeta_1$. This reflects that, in the case of Volvi, the soil-structure

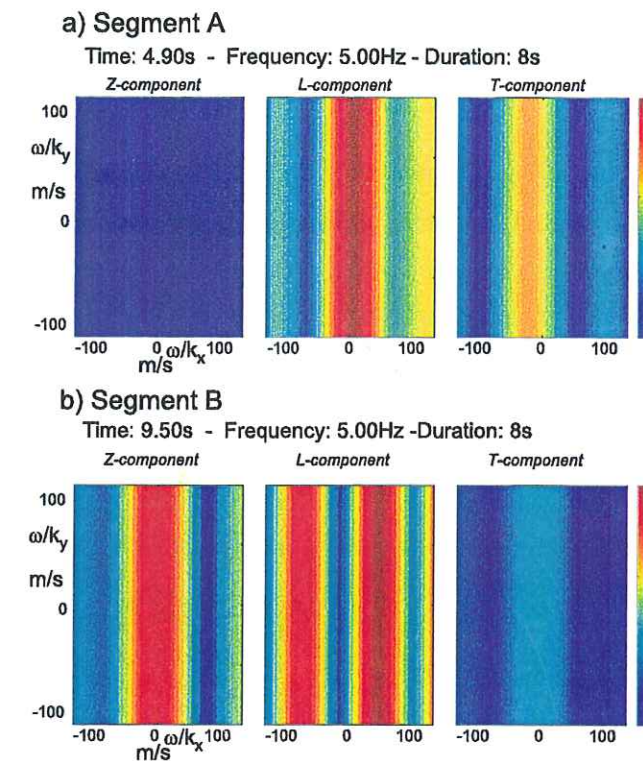


FIG. 3.18 – Spectral density computed for the three components in the (k_x, k_y) plan, for the A segment (a) and the B segment (b) of the time histories. The frequency considered corresponds to the fundamental frequency of the building $\tilde{f} \approx 5.0\text{Hz}$.

system behavior is dependent more of the building geometry and mass than of the structural damping ζ_1 . This particularity of the Volvi RC-structure has been previously shown in Guéguen et al. (2000a);

2. A single 3-DOF model is developed for estimating the structure and soil-structure behaviors. Despite its simplicity, it reproduces in a satisfactory way the importance of each mode of motion relative to each other and also the experimental *SSI* effects observed on the damping ratio and resonance frequency. Even if it underestimates the *SSI* effects, the equivalent medium deduced from the stratified half-space simulates well the soil-footing system;
3. The wavefield radiated into the ground via the foundation and coming from the vibration of the building is significant and does contaminate the so-called free-field motion. The *F-k* analysis allows to show the importance of this secondary seismic source with respect of the input motion. This analysis shows that, for an isolated small structure, these effects are non negligible. Applied to an urban area, made of

numeral larger buildings, this method could provide informations about the total contribution of buildings in the motion recorded by seismological stations, usually supposed far enough from the structures for seismological and structural analysis.

Thus, as mentioned and proposed by Bycroft (1978), it is necessary to correct the seismograms for these effects. Moreover, Guéguen (1995) and Bard et al. (1996) showed that for resonance phenomenon between soil and building frequencies, these effects produce strong coupling effects which, in case of very soft soil, induce lengthenning and beating of the seismograms by trapping of waves into the uppermost layer. Trifunac (1972) and more recently Guéguen et al. (1999; 2000b) showed also the modification of the building response when this one is computed accounting for the presence of the neighbors structures. These consistent results indicate that, at least in some special cases, seismic risk analysis have to simultaneously consider the structure not only as part of the vulnerability but also as forming part of the hazard.

Partie 4:

Interaction Site-Ville

Chapitre 4

Interaction Site-Ville (ISV)

Effets de la ville sur le mouvement sismique : application au cas de Mexico.

Site-city seismic interaction in Mexico City like environments: an analytical study.

Philippe GUEGUEN – Pierre-Yves BARD – Francisco J. CHAVEZ-GARCIA

papier en préparation pour être soumis dans *Bull. Seism. Soc. Am.*

Résumé. Dans cette partie, nous étudions l'effet de la vibration d'une ville sur le mouvement du sol, lorsqu'elle subit un tremblement de terre. Nous avons adapté le modèle analytique élaboré précédemment (un bâtiment) à une situation urbaine plus réaliste (180 bâtiments), proche de celle de Mexico. Nous avons modélisé la zone urbaine Roma Norte de Mexico, en caractérisant chaque structure par ses dimensions géométriques et sa position par rapport à un point de référence. Soumise à une sollicitation sismique, chaque structure relâche une partie de son énergie de vibration dans le sol. La contribution de l'ensemble urbain est calculée en additionnant les contributions individuelles de chaque structure. Le champ d'onde total, comparé à une donnée expérimentale disponible sur le site, montre que l'énergie contaminante du mouvement du sol est, dans le cas de Roma Norte, du même ordre de grandeur que le mouvement sismique incident. En utilisant les caractéristiques urbaines de Roma Norte, nous avons réalisé une étude paramétrique pour identifier les paramètres essentiels du modèle site-ville qui favorisent ce phénomène. Nous montrons que la densité urbaine et la résonance entre le bâti et le sol contrôlent l'importance de l'interaction site-ville. Basée sur des considérations énergétiques, une relation analytique simplifiée est ensuite établie. Elle exprime le rapport des énergies cinétiques du bâti et du sol. Elle est appliquée aux modèles urbains précédents et rend compte, dans une première estimation, de l'importance de l'effet site-ville.

4.1 Introduction

Recent numerical studies (Bard and Wirgin, 1995; Guéguen, 1995; Wirgin and Bard, 1996; Bard et al., 1996) have estimated the effects of building vibration on "free-field" ground motion. They have shown that the vibration of structures radiate diffracted wavefields into the soil through their foundations. The amplitude of this diffraction can be important when heavy structures rest on stratified soft soil and have the same frequency of vibration as the soil. Under these conditions, wavefields are trapped in the uppermost layers as surface waves, enhancing the effect of the building vibration on the ground motion. Those studies showed that the vibration of structures may affect the "free-field" motion up to large distances and cannot be considered a local phenomenon.

The numerical studies are supported by experimental analysis (e.g. Jennings, 1970; Kanamori et al., 1991; Guéguen et al., 2000a). In the first two studies, real structures in Los Angeles were artificially forced into vibration through roof actuators (Jennings, 1970) or shock waves induced by the re-entry into atmosphere of the Columbia space shuttle (Kanamori et al., 1991). In Guéguen et al. (2000a), pull-out-test performed at the 1:3 scaled RC model of the Volvi Euro-Seistest in Greece were analysed. Guéguen et al. (2000a) were able to show that the radiated wavefield: (1) depends on the soil-structure interaction (SSI) system; (2) has a spatial decay equal to the geometrical damping of body and surface waves into the soil; and (3) is energetic enough to be detected up to a distance of 10 times the foundation length.

One common feature in the experimental studies is that the structure is usually considered as isolated. However, urban areas usually consist of a large number of buildings, shaken simultaneously during earthquakes, through their soil-foundation interface. The seismic ground motion may thus be contaminated by the complex contribution from all the buildings. To our knowledge, no qualitative seismic risk analysis have been conducted to account for this.

Seismic records from the lake bed zone of Mexico city may be considered in that perspective. They systematically show acceleration time histories characterised by long time duration of the motion in comparison with those obtained on stiff rock sites (Singh et al., 1988) and by monochromatic beatings (Fig. 4.1). Chávez-García (1991) and Chávez-García and Bard (1994) performed a critical review of most of the models developed to explain the particularities of the seismic motion from the lake zone. They concluded that the high amplification level of the seismic motion is due to the presence of the very soft clay layer, which however can not explain the long time duration of the signals (Fig. 4.1). Furthermore, Guéguen (1995) and Bard et al. (1996) computed the 3D seismic wavefield radiated into a model of a typical soil profile in Mexico City from a typical Mexican building subjected to seismic input motion. They roughly reproduced the long time duration

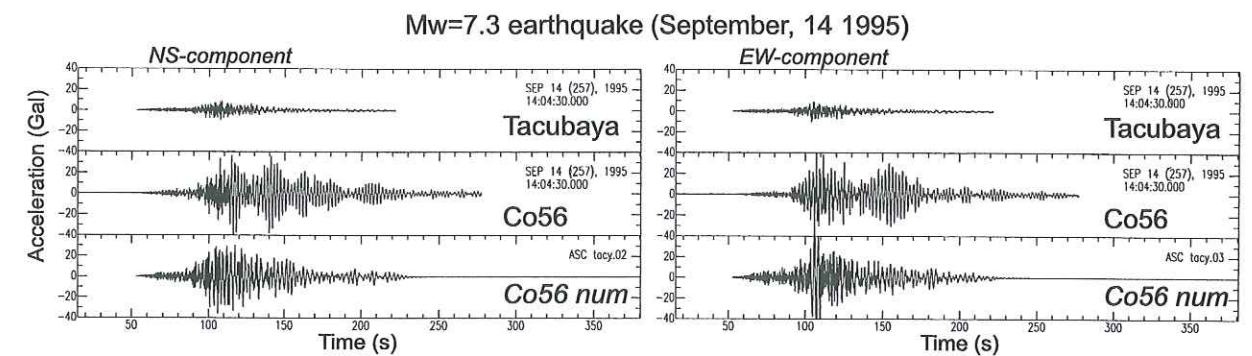


FIG. 4.1 – Horizontal acceleration time histories recorded at Tacubaya (top), a rock station, and a sedimentary station, Co56, at Roma Norte district (middle) for the September 14, 1995 event ($M_w=7.3$; Epicentral distance=350km; Depth=20km). The bottom trace shows the numerical simulation obtained from the convolution of the signal at Tacubaya with the 1D response of the soil profile at Co56 computed by R/T coefficient method (Kennett, 1974).

and the beating of the seismic motion, at a distance of 200m from the building base. Because of the very dense urbanization of Mexico City (including many close high-rise buildings), the extremely soft soil of the lake zone, and the proximity between buildings and soil frequencies, the presence of the buildings should be considered in the interpretation of the seismic ground motion.

The objective of this paper is to evaluate and analyse the contamination of the seismic "free-field" motion with waves radiated from buildings. We use an analytical model with data from the Roma Norte district of Mexico City, one of those which suffered high level of damages during the 1985 Michoacan earthquake.

4.2 Description of the model

4.2.1 Analytical model

Single building

We use the linear model described in detail in Guéguen et al. (2000a) for isolated buildings. In the next lines, we recall its main features.

The building is replaced by an equivalent, one-storey oscillator of mass m_1 , stiffness k_1 , damping ratio ζ_1 and equivalent height H_1 (Fig. 4.2-a). The foundation is assumed rigid and characterized by its mass m_0 and by its equivalent radii Re_{hx} and Re_{ry} , for horizontal

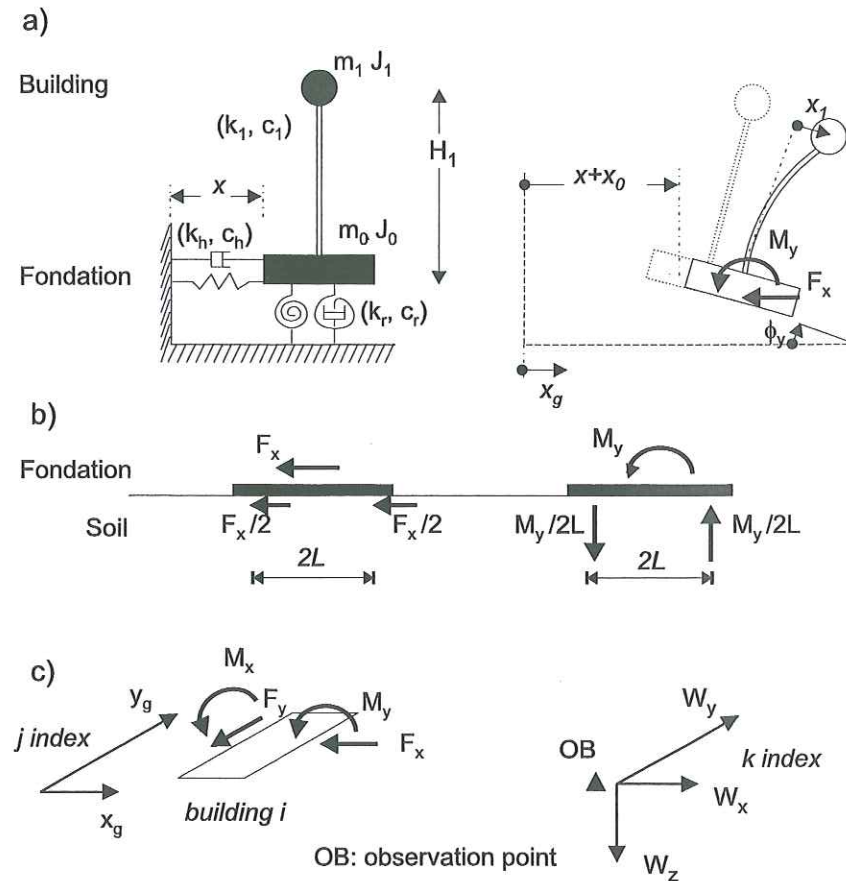


FIG. 4.2 – (a) 3-DOF linear model used to estimate the building motion and reaction forces in response to input motion x_g (x_1 : structural drift; x_0 : relative motion of the foundation; ϕ_y : foundation rocking; F_x : horizontal force; M_y : rocking moment; (k_i, c_i) : impedance functions of the building ($i = 1$) and of the foundation for the horizontal ($i = h$) and rocking ($i = r$) modes; m_1, J_1 and m_0, J_0 : mass and moment of inertia of the structure and foundation, respectively). (b) Schematic view of the force distribution at the soil-foundation interface used to compute the wavefield radiated from the foundation to the soil ($2L$ =foundation length). (c) W_i is the total wavefield computed along the x, y and z directions, at the observation point OB, radiated by F_x and M_y in case of input motion x_g and by F_y and M_x in case of input motion y_g .

and rocking modes, respectively. The thickness of the foundation is neglected with respect to the building height.

Only the inertial effects of the SSI are taken into account. This is accomplished through the frequency-dependent impedance functions K_{hx} (horizontal mode) and K_{ry} (rocking mode). As mentioned in Gazetas (1991), two more cross-coupling terms of impedance exist, K_{hxy} and K_{hyx} ($K_{hyx} = K_{hxy}$). These latter terms are negligibly small for shallow

foundations. Their effects become significant only for embedded foundation, owing to the reactions developed against the sidewalls. Since we consider here only shallow foundation, we do not take these coupling terms into account.

The computing of impedance functions lays outside the scope of this paper. They are taken from the handbook of impedance functions by Sieffert and Cevcar (1994) who compiled impedance functions computed by several authors.

The underlying soil structure is idealised as a horizontal soft layer (density ρ_s , S-wave velocities β_s , Poisson ratio ν_s , thickness H_s) resting on a stiffer half-space (ρ_r, β_r, ν_r). The system is subjected to a horizontal incident seismic motion x_g , corresponding to the total motion which produces the vibration of the foundation-structure system.

The equations of motion of the foundation-structure system subjected to seismic excitation are:

$$m_1 \cdot (\ddot{x}_1 + \ddot{x}_0 + H_1 \ddot{\phi}) + c_1 \dot{x}_1 + k_1 x_1 = -m_1 \ddot{x}_g \quad (4.1)$$

for the translation of the structure (mass m_1),

$$m_0 \ddot{x}_0 + c_h \dot{x}_0 + k_h x_0 - c_1 \dot{x}_1 - k_1 x_1 = -m_0 \ddot{x}_g \quad (4.2)$$

for the translation of the foundation (mass m_0) and

$$J_{0y} \ddot{\phi} + c_r \dot{\phi} + k_r \phi - H_1 c_1 \dot{x}_1 - H_1 k_1 x_1 = 0 \quad (4.3)$$

for the rotation of the coupled system.

The solution written in the frequency domain is:

$$\begin{Bmatrix} X_1 \\ X_0 \\ \Phi_{0y} \end{Bmatrix}(\omega) = -([K_t] - [M] \cdot \omega^2)^{-1} \{\hat{m}\} X_g(\omega) \omega^2 \quad (4.4)$$

where:

- X_1 is the inertial deformation of the structure (i.e. structural drift), X_0 is the horizontal displacement of the foundation relative to the soil and Φ_{0y} is the rocking angle of the foundation;
- k_1 and c_1 are the equivalent stiffness and dashpot coefficients of the structure, depending on the circular frequency ω_1 and the damping ratio ζ_1 , respectively:

$$k_1 = \omega_1^2 \cdot m_1 \quad (4.5)$$

$$c_1 = 2 \cdot \omega_1 \cdot m_1 \cdot \zeta_1 \quad (4.6)$$

- J_{0y} is the moment of inertia of the foundation;
- M and \hat{m} are the matrix and the vector of mass of the system:

$$[M] = \begin{bmatrix} m_1 & m_1 & H_1 \cdot m_1 \\ 0 & m_0 & 0 \\ 0 & 0 & J_{0y} \end{bmatrix} \quad (4.7)$$

$$\{\hat{m}\} = \begin{Bmatrix} m_1 \\ m_0 \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (4.8)$$

- $K_t (= [k] + i \cdot \omega \cdot [c])$ is the impedance matrix of the soil-footing-structure system, which can be expressed as:

$$\begin{bmatrix} K_1 & 0 & 0 \\ -K_1 & K_{hx} & K_{hxy} \\ -H \cdot K_1 & K_{hxy} & K_{ry} \end{bmatrix} \quad (4.9)$$

The foundation develops both a horizontal force F_x and a rocking moment M_y , acting on the soil-foundation contact. These can be derived from

$$\begin{Bmatrix} F_x \\ M_y \end{Bmatrix} (\omega) = \begin{bmatrix} K_{hx} & K_{hxy} \\ K_{hxy} & K_{ry} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} X_0 \\ \Phi_{0y} \end{Bmatrix} (\omega) \quad (4.10)$$

At this point, F_x and M_y are assumed as secondary seismic sources acting at the free surface. The wavefield radiated by F_x and M_y into the underlying stratified half-space is computed through 3D Green's functions by using the computer code by Hisada (Hisada, 1994, 1995). In order to simulate the large surface of contact between foundation and soil, force and moment are distributed on this surface as follows (Fig. 4.2-b):

- the force is divided into two horizontal sub-forces with amplitude equal to $F_x/2$ and displaced symmetrically relative to the centre of the soil-foundation interface;
- the moment is generated with a couple of two opposite vertical forces, with amplitude equal to $M_y/2L$ ($2L$ =inter distance between vertical forces).

F_x and M_y are assumed to act beneath the foundation, without taking into account the reactions against the sidewalls. This assumption is not realistic for embedded foundations, where the lateral sidewalls play a role in the effort distribution. However, for a point at a distance from the building that is large with respect to the foundation depth, this assumption does not significantly modify the nature of the radiated wavefield. Moreover,

Guéguen et al. (2000a) compared the effect of the distribution of forces on the radiated wavefield, considering either 1D or 2D models of the soil-foundation interface, or dividing F_x and M_y into n (> 2) sub-forces with variable inter forces distance. They concluded that the wavefield is not significantly disturbed by the choice of this distribution.

This model was validated with data from an ad-hoc experiment conducted at the Volvi Euro-Seistest (Guéguen et al., 2000a).

Multiple buildings

A realistic model of an urban district should include buildings of various sizes (i.e. length, width and height), distributed over the ground surface. During earthquakes, these buildings are simultaneously forced into vibration in the two horizontal directions. In our model, we simply compute the motion at a reference point as the superposition of the "free-field" motion and the contribution from all buildings, each one considered as isolated. This means that we do not take into account multiple structure-to-structure interactions through the soil. This assumption is similar to the "single-scattering" hypothesis for the study of coda waves, and should be considered as a first step.

As summarised Fig. 4.2-c, The total radiated wavefield W_k is summarised Fig. 4.2-c. It can be written as:

$$W_k = \sum_{j=1}^2 \sum_{i=1}^n w_{ik}^{F_{ij}} + w_{ik}^{M_{ij}} \quad (4.11)$$

where k is the direction on which the effect of the building is computed ($k = x, y$ or z), n is the number of buildings considered in the model of the district, j is either of the two horizontal (1 for x and 2 for y) directions of seismic input motion and resulting forces, $w_{ik}^{F_{ij}}$ and $w_{ik}^{M_{ij}}$ are the k component of the radiated wavefields from building i due to the force and the moment, respectively, computed independently for seismic input motion x_g ($j = 1$) or y_g ($j = 2$).

The effects of the vertical motion are supposed negligible with respect to horizontal motion effects. This is a reasonable assumption based on the fact that the fundamental building modes are associated with horizontal motions.

4.2.2 Description of the urban model

Our building model is very simple, but we tried to consider a realistic urban environment. To this end, we focused our attention on the Roma Norte district, in Mexico City. This zone is located toward the western part of Mexico City downtown (Fig. 4.3). During the 1985 Michoacan earthquake, many damages were listed in this area, drawing

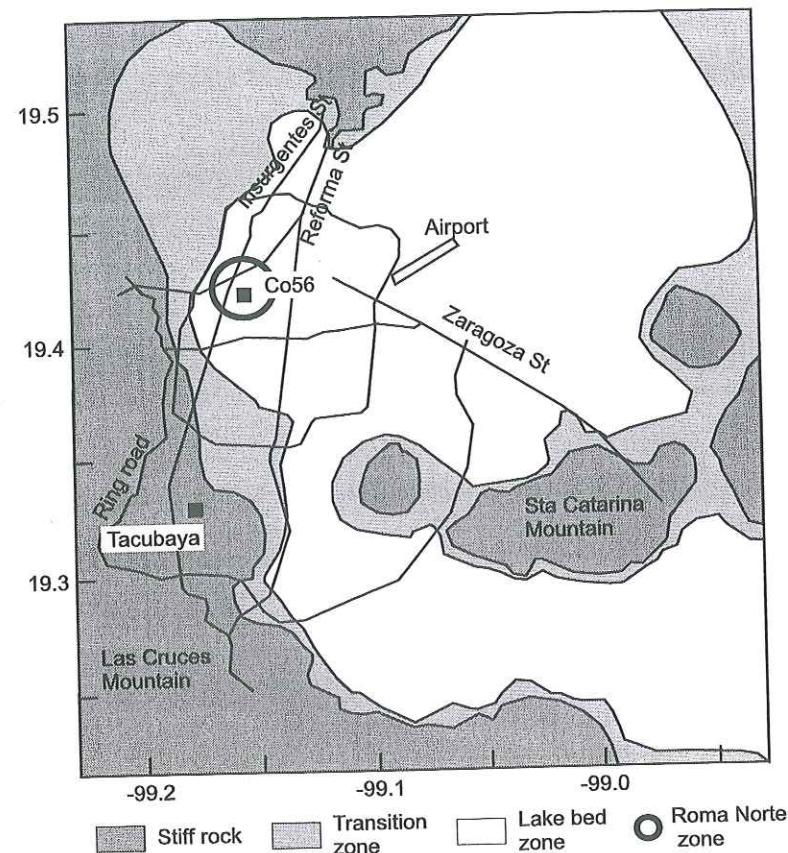


FIG. 4.3 – Geological map of Mexico City and location of the Roma Norte zone. Filled squares show the position of the stations of the accelerometric Mexican network used in this study.

the attention of the scientific community. As a consequence, many studies (e.g. geotechnical, seismological and earthquake engineering studies) have been performed to explain the high amplification level of the seismic motion at this zone with respect of stiff rock sites.

Roma Norte buildings are placed over the old lake bed sediments, which consist of a very soft clay layer ($\beta_s = 65 \text{ m/s}$) overlying a substratum corresponding to the stiffer sediments of Mexico City. The soil model used in this paper is listed Tab. 4.1. The thickness of the clay layer is 40m and the substratum is chosen to obtain a high S -waves velocity contrast ($\beta_r = 600 \text{ m/s}$). The fundamental frequency ($f_s = \beta_s / (4.H_s)$) is estimated to be about 0.4Hz, close to the experimental fundamental frequency. The P -wave velocity, α , has been chosen to get a Poisson ratio of 0.33.

In order to simulate the urban environment, we surveyed the area and noted the exact location, longitudinal ($2L$) and transverse ($2B$) dimensions, and story number of 180 buildings exceeding 6 stories. All these buildings are located within 500m of the accelerograph

$z(\text{m})$	$\rho(\text{kg/m}^3)$	$\alpha(\text{m/s})$	$\beta(\text{m/s})$	Q_p	Q_s
0.0	1400	130	65	50	25
40.0	2000	1800	600	100	50

TAB. 4.1 – Average simplified soil profile at the Roma Norte zone of Mexico City.

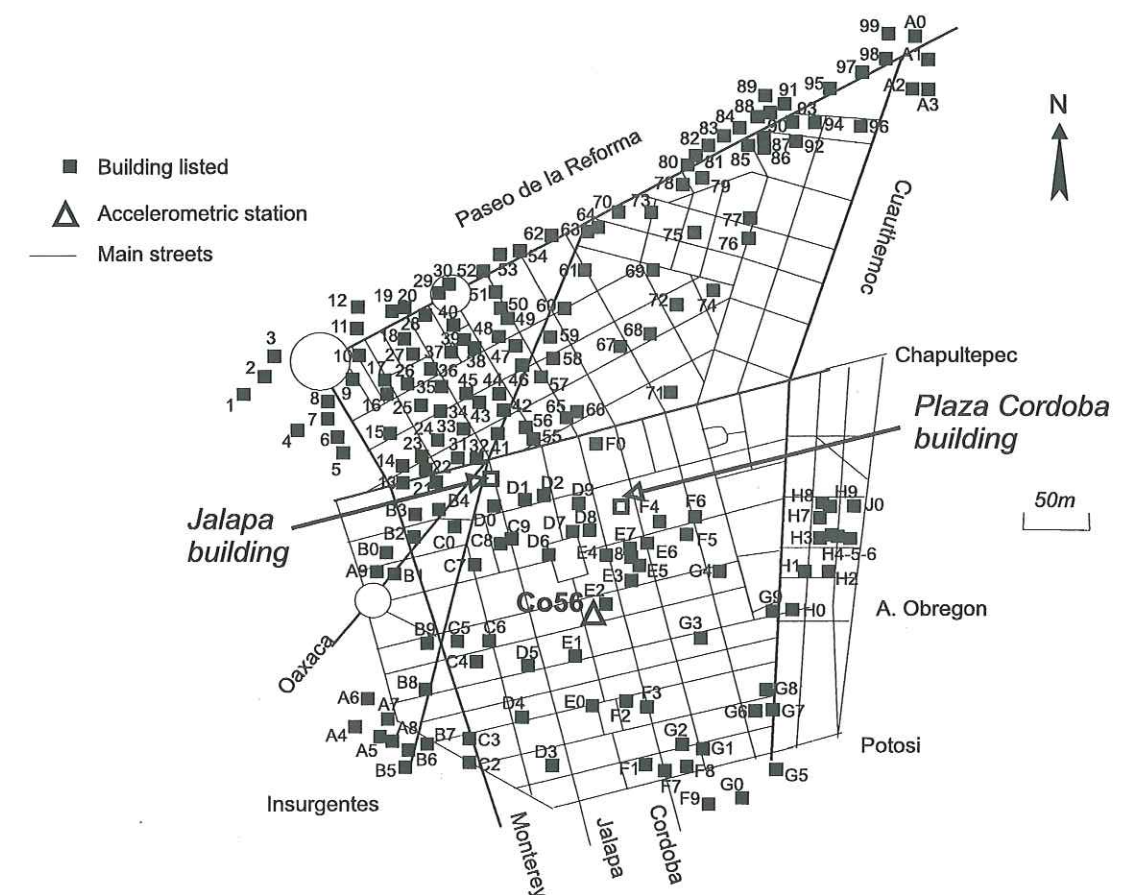


FIG. 4.4 – Pattern of the Roma Norte zone in Mexico City. The filled square correspond to buildings with more than 6 stories. The two open squares represent the Jalapa and Plaza Cordoba buildings.

site Co56 of the Mexico City accelerometric network. The results of this survey are displayed in Fig. 4.4 and in the table in appendix A. In a first approximation, all buildings are oriented similarly, with the longitudinal dimension in the East-West direction.

Two major structures included in our list are Jalapa and Plaza Cordoba buildings. They are located inside the Roma Norte district, and are typical from Mexico's structures. These buildings were instrumented after 1985. Their dynamic response have been the object of

detailed investigations (e.g. Quaas and Almora, 1993; Muria-Vila and Moreno Rubin de Celis, 1993; Paolucci, 1993; Muria-Vila et al., 1997; Meli et al., 1998). Thus, geometry (length, width and height), foundation system and dynamic behaviour of these buildings are well-known. Paolucci (1993) estimated the mass and the inertial height of the Jalapa building, by comparing its experimental behaviour with results from numerical modeling. Given that no detailed information are available for the totality of the buildings, the data from Jalapa and Plaza Cordoba buildings are extrapolated to the others as follows:

- Heights h_{1i} are obtained from the average height of Jalapa and Plaza Cordoba story height, estimated to be 2.90m. Inertial height (H_{1i}) are taken as $4/5^{th}$ of h_{1i} 's, as obtained by Paolucci (1993) from the analysis of the Jalapa building;
- The homogenized density of buildings is supposed constant and equal to 250kg/m^3 . We assume that all the buildings are RC-frame structures;
- Fixed-base period T_{1i} of the buildings are derived from the UBC88 formula, giving the period for the RC-frame building as function of the height as:

$$T_{1i} = 0.073 \cdot h_{1i}^{0.75} \quad (4.12)$$

- Fixed-base damping ζ_{1i} of the buildings are obtained from the equation established by Farsi (1996), derived from experimental data collected in California buildings. This relation is:

$$\zeta_{1i} = 0.0562 \cdot \left(\frac{h_{1i}}{2B_i} \right)^{-0.15} \quad (4.13)$$

This formula is valid for flexible-base structures. The fixed-base damping computed from this expression for our case vary between 4 and 6%. These values are in agreement with the values determined for the Jalapa (4%) and Plaza Cordoba (5.5%) buildings. The use of this relation allows us to consider different values of damping through the urban model.

4.2.3 Modeling of the foundation system

We assume surface foundations for all buildings. The foundation systems are deduced from the Jalapa and Plaza Cordoba buildings, for which an equivalent embedded foundation is estimated from their deep foundation systems. The equivalent foundation is extended to all buildings.

The foundation systems of Jalapa and Plaza Cordoba building are quite similar. They consist of a box resting on friction piles driven into the upper clay layer. There are variations between Plaza Cordoba and Jalapa foundation systems (Muria-Vila et al., 1997),

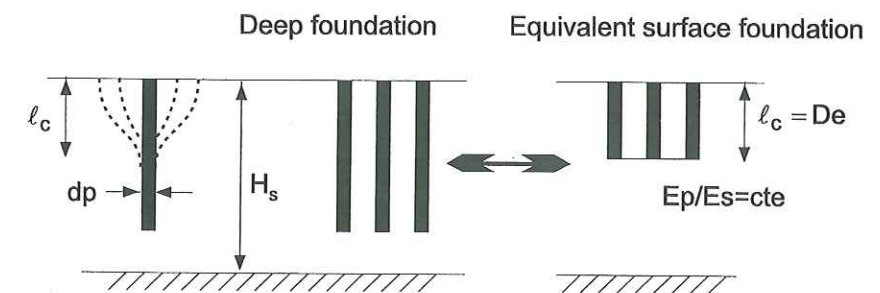


FIG. 4.5 – Equivalent surface footing estimated from the friction pile foundation. lc represents the active length of pile (Gazetas, 1991) and is associated to the equivalent embedment De .

but piles are similar (number versus building volume, section and depth). From the foundation systems of Jalapa and Plaza Cordoba buildings, the number of piles np_i of building i is estimated as:

$$np_i = \frac{Sb_i \cdot h_i}{90 \cdot hp \cdot Sp} \quad (4.14)$$

where hp and Sp are the length (25m) and the section (triangular section equal to $0.60^2/2$) of each pile, and Sb_i is the foundation area ($Sb_i = 4 \cdot L_i \cdot B_i$). Deep foundation systems are substituted by surface footings, embedded to the depth De corresponding to the active length lc of each pile (Fig. 4.5). This allows us simplify the SSI effects estimation through impedance functions. It is along lc that the load is transmitted to the soil. Gazetas (1991) presents an algebraic formula for estimating lc for a circular pile with diameter dp and Young's modulus Ep . In this study, dp is the equivalent pile diameter that gives the same section area as the triangular pile. Ep is chosen from the literature equal to 2.510^7kPa . A constant soil modulus is assumed at all depths. lc is then given by (Gazetas, 1991):

$$lc = 2 \cdot dp \cdot \left(\frac{Ep}{Es} \right)^{0.25} \quad (4.15)$$

where $Es = 2 \cdot \beta_s^2 \cdot \rho_s \cdot (1 + \nu_s)$. In our case, $Es = 15 \text{MPa}$. For all buildings, lc is equal to 6m and corresponds to the equivalent embedment depth De of all foundation systems. The homogenized mass of the foundations is then computed, accounting for the volume ratio between the piles and the soil such as:

$$m_{0i} = \left[(Sb_i - Sp_i^t) \cdot \rho_s + Sp_i^t \cdot \rho_p \right] \cdot lc \quad (4.16)$$

where Sp_i^t represents the total area covered by piles (i.e. $Sp_i^t = np_i \cdot Sp$) and ρ_p the density of a pile. This latter value is taken from the literature to be 2500kg/m^3 . The equivalent foundation systems estimated through this procedure are not representative of the real systems of Mexico City buildings. The piles driven into the uppermost

clay layer act as heterogeneities which may generate large kinematic interaction. This interaction is neglected in our study. In addition, the behaviour of deep foundations is not equivalent to that of surface foundations. The corresponding impedance functions are quite different, and the pile-to-pile interaction through soil coupling is not accounted for. However, in most cases, the response of piles loaded laterally is independent of their length (Gazetas, 1991). Only the uppermost part of piles, of length l_c , is active to transmit the loads to the soil. Substituting deep foundations with equivalent embedded shallow foundations, of depth l_c , is acceptable to compute the soil-structure system response, at least in a first approximation.

4.3 Results

We consider here the input motion corresponding to the (Mw=7.3) September 14, 1995 earthquake. This event was recorded by the rock site station (Tacubaya) and the Co56 station (Fig. 4.3) of the accelerometric Mexico City network. Using these input data, the followings steps are carried out:

- Evaluate the reactions developed at the soil-foundation interface of every building i in the two horizontal directions using Eqs. 4.4 and 4.10, where x_g and y_g correspond to Dirac functions. We obtain then the reactions $F_{ix}^I, F_{iy}^I, M_{ix}^I$ and M_{iy}^I to an unitary impulse;
- Calculate the surface ground motion at Co56 site generated by the F_i 's ($w_{ik}^{F_{ix}^I}$ and $w_{ik}^{F_{iy}^I}$) and the M_i 's ($w_{ik}^{M_{ix}^I}$ and $w_{ik}^{M_{iy}^I}$) on the three k directions (x : longitudinal; y : transverse; z : vertical);
- Estimate the seismic input motion applied at the base of the city, corresponding to the "free-field" seismic motion without the presence of the buildings. This is deduced from the experimental horizontal seismic motion $Tac_j(t)$ recorded at the Tacubaya rock station, convolved with the 1D transfer function HS of soil profile between depth H_s and l_c using the R/T matrix method (Kennett, 1974). x_g and y_g correspond to the East-West and North-South records, respectively;
- Convolve $w_{ik}^{F_{ij}^I}$ and $w_{ik}^{M_{ij}^I}$ with the seismic input motion in both directions and obtain the seismic wavefields $w_{ik}^{F_{ij}}$ and $w_{ik}^{M_{ij}}$ radiated from the buildings;
- Calculate W_k using Eq. 4.11;
- Compare W_k to the seismic motion recorded at the station Co56.

4.3.1 SSI effects

Flexible-base parameters of each building \tilde{f} and $\tilde{\zeta}$ are deduced from the Fast Fourier Transform of the motion of the building at the top, x^T , relative to the soil (i.e. $x^T = x_1 + x_0 + H_1 \cdot \phi_{0y}$). Damping ratio $\tilde{\zeta}$ is deduced using the half-power (band-width) method (Clough and Penzien, 1975). SSI effects are evaluated from \tilde{T}/T_s ratio versus $1/\sigma$, where σ is a dimensionless parameter which measures the ratio of the soil-to-structure stiffness as (Veletsos and Nair, 1975):

$$\sigma = \frac{\beta_s \cdot T_1}{H_1} \quad (4.17)$$

Veletsos and Nair (1975) expressed the flexible-base damping ratio through the following formula:

$$\tilde{\zeta} = \zeta_0 + \frac{\zeta_1}{(\tilde{T}/T_1)^3} \quad (4.18)$$

where ζ_0 is referred to as the foundation damping factor and represents the damping due to the hysteretic and radiation components of foundation-soil interaction.

As expected, the presence of the upper extremely soft soil layer of our model produces significant SSI effects. These effects are evident in the shift of the fundamental period from T_1 to \tilde{T} (Fig. 4.6). The results show that the shift is strongly linked to the aspect ratio (H_1/Re_{hx}) but also to the $1/\sigma$ ratio. For a given value of $1/\sigma$, \tilde{T}/T_1 increases with aspect ratio and with decreasing depth of embedment ratio (De/Re_{hx}). The difference between flexible-base damping ratio and fixed-base damping ratio depends strongly on the lengthening of the period and on the foundation damping factor, ζ_0 .

The results presented in Fig. 4.6 show that our simple model accounts in a satisfactory way for the SSI effects, as compared with experimental or analytical analysis conducted by several authors (e.g. Veletsos and Nair, 1975; Bielak, 1975; Aviles and Perez-Rocha, 1996; Stewart et al., 1999b).

Because Jalapa and Plaza Cordoba buildings have been instrumented with accelerometric network, it is possible to compare between observed and computed motion at the top of those buildings ($x^T + x_g$) (Fig. 4.7). For both structures, the computed motion takes into account single soil-structure interaction, while observed motion includes potential multi-interactions between buildings. Even Fig. 4.7 shows similar amplitude levels of motion, time duration and overall envelope, we therefore think that our simplified model provides an order of magnitude of SSI effects.

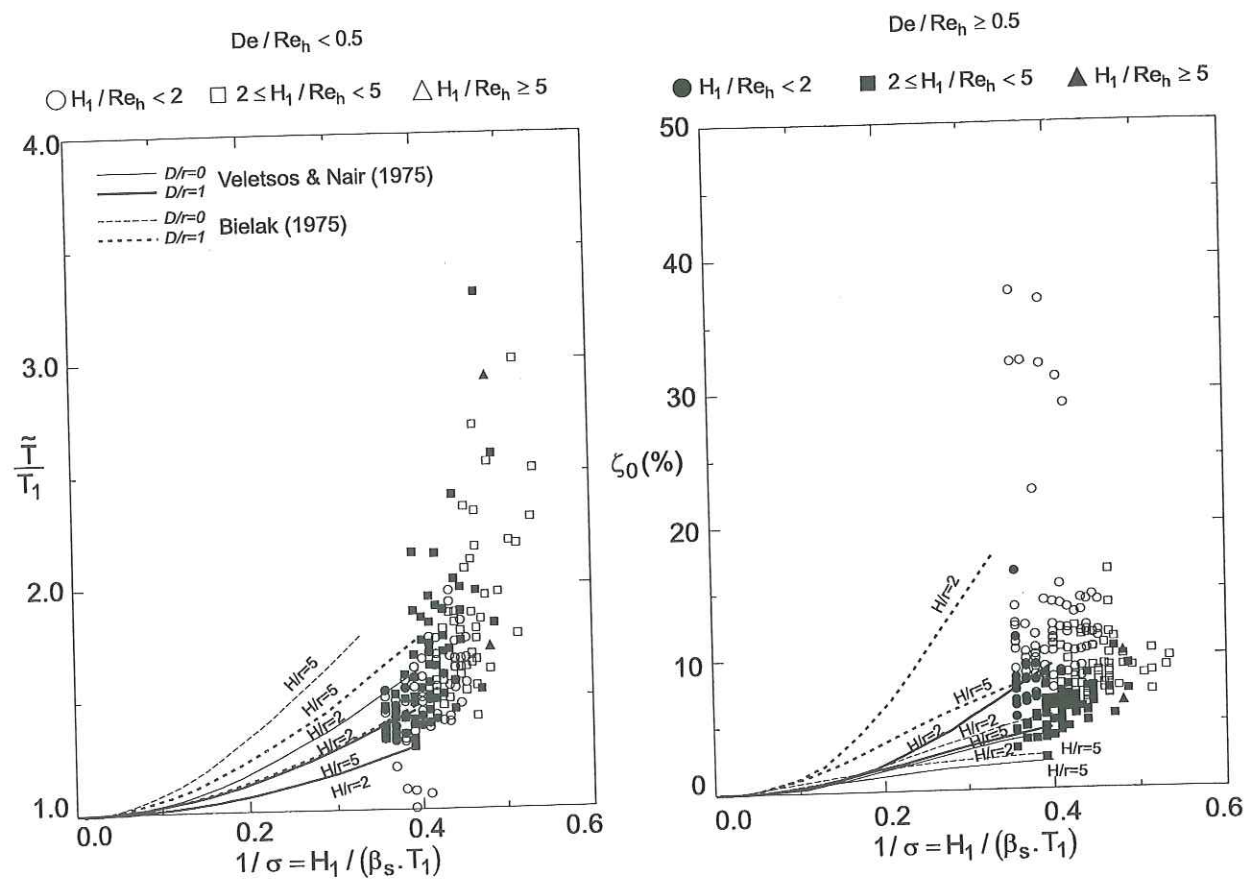


FIG. 4.6 – Period lengthening ratios \tilde{T}/T_1 and foundation damping factors $\zeta_0\%$ of the Roma Norte buildings as a function of structure-to-soil stiffness ratio, $1/\sigma$. The values are displayed for different aspect ratios (H_1/Re_h) and depth of embedment of the foundation (De/Re_h). The numerical results from Veletsos and Nair (1975) and Bielak (1975) are also shown.

4.3.2 Radiated wavefield

Time analysis

The total wavefield radiated by all the buildings is computed at the Co56 site for comparison with experimental data (Fig. 4.8). The "free-field" seismic motion ($j_g(t) = Tac_j(t) * HS(t)$) accounts for the high amplification level observed in Mexico City. Our model reproduce site effects, at least to the first order.

The total radiated wavefield computed along x (or EW) and y (or NS) directions exhibits very clear monochromatic beating. The frequency of those beats corresponds exactly to that of the soil. Despite the simplicity of our model, the shapes of the radiated wavefields are qualitatively similar to the experimental seismic motion observed at Co56 station (e.g.

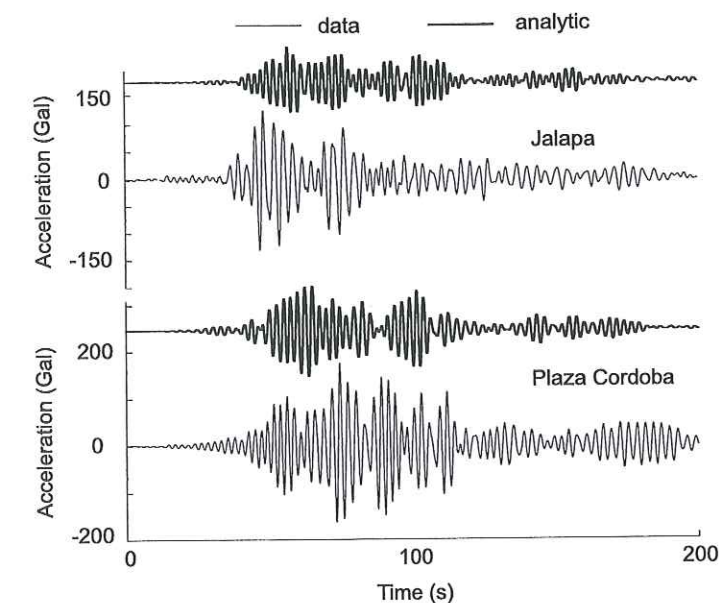


FIG. 4.7 – Acceleration time histories computed (thick line) and recorded (thin line) at the top of Jalapa and Plaza Cordoba buildings.

on the NS – y component where the two main pulses are reproduced). The low amplitude of the radiated wavefield computed on the vertical direction is consistent with the small observed vertical motion.

A major result of the model is that the total radiated motion from buildings has amplitudes comparable to that of the "free-field" motion. The total motion ($x_g + W_x$ or $y_g + W_y$) is not larger than W_x (or W_y) because its phases are different from those of x_g (or y_g). Moreover, Fig. 4.9 shows that the majority of buildings have fundamental frequency, \tilde{f} , higher than f_s . This implies that the resonance coupling between buildings and soil is not encouraged. The building distribution of this study seems not favourable to generate the highest modification of seismic motion and could be more significant, because only few buildings having frequency close to the soil frequency (Guéguen, 1995; Bard et al., 1996). One may imagine some other cases, where these site-city interactions effects might be larger than in Mexico City, for instance for cities with fundamental soil frequency exceeding 1-2Hz, for which many buildings would meet the frequency coincidence criterion. Nevertheless, observations in Mexico City imply that the computed site-city effect would be smaller because observations in Mexico City are smaller than the results from the modeling analysis. One of the reason is that only single interaction is accounted for our analysis.

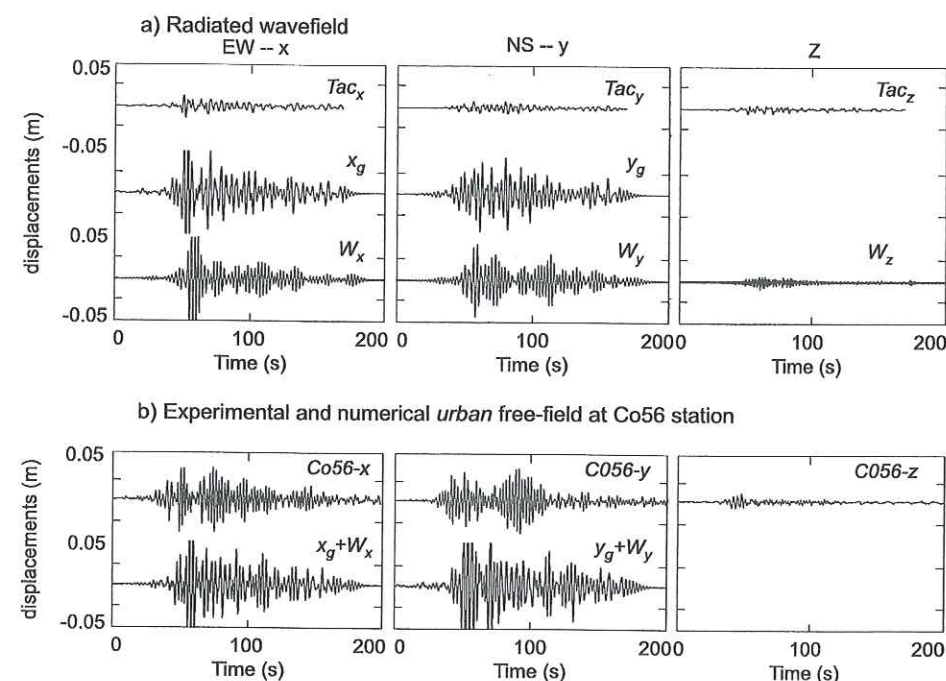


FIG. 4.8 – Results from the analytical procedure used to estimate the importance of the contamination of seismic ground motion owing to building vibrations. a) Displacement time histories recorded at the Tacubaya rock station (top), seismic input motion x_g and y_g obtained from the convolution of Tacubaya's record with the 1D soil response function (middle), total wavefield computed at the observation point, radiated from all buildings into the soil (bottom). b) Displacement time histories recorded (top) and computed (bottom) at the observation point, i.e. at the Co56 station (computed displacements result from adding "free-field" motion, x_g (and y_g), and ground motion radiated from all buildings, W_x (and W_y)).

Frequency analysis

In 1970, Borchedt proposed a method to estimate the soil amplification by computing spectral ratios between horizontal components of strong ground motion recorded at a "sedimentary" station and a rock station. This method assumes that, for close enough stations, differences between sedimentary and rock motions are due only to local site effects. These so-called "standard spectral ratios" provide then the transfer function of sedimentary sites.

We have computed the standard spectral ratios at Co56 station using the experimental data, the 1D input motion (j_g) and the urban "free-field" motion ($j_g + W_j$), in the two horizontal directions (Fig. 4.10).

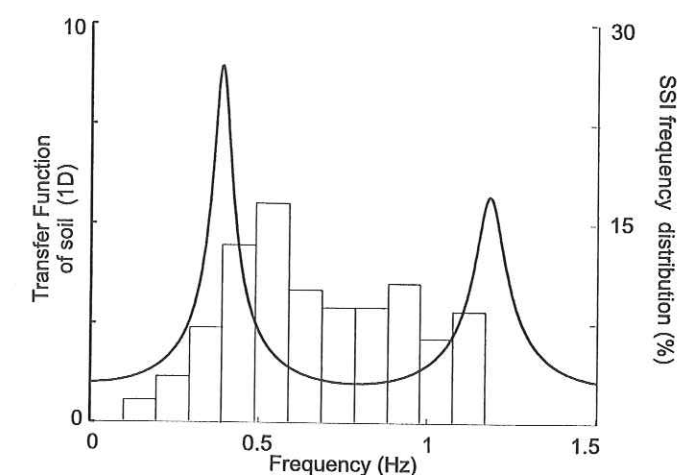


FIG. 4.9 – Frequency distribution of fundamental building frequencies, \tilde{f} . We have superposed the 1D soil response of the Roma Norte district.

At the fundamental frequency of soil, the 1D response (x_g and y_g) we computed from our one-layer model underestimates the observed amplification of seismic motion. The computed 1D frequency is also smaller with respect to the observed one.

However, the spectral amplification computed for the urban "free-field" motion ($x_g + W_x$ or $y_g + W_y$) shows amplitudes as large as those of experimental spectral ratios. The computed fundamental frequency is close to the experimental one (at the Co56 station). Moreover, the width of the fundamental resonance peaks become larger that may favour the long-time duration of the soil motion. The concept of the "free-field" seismic motion in urban environments has then to be redefined as urban "free-field" seismic motion, integrating the urban effects. The contamination of the seismic motion owing to the vibration of many buildings may be not a local phenomenon, but one that should be considered at a global scale in densely urbanised areas. However, the importance of the radiated wavefield has to be evaluated as a function of the urbanisation characteristics and soil conditions, through energy considerations. This is the goal of the last part of this paper.

4.4 Parametric analysis of the site-city effect

4.4.1 Total energy of radiated wavefield

In order to estimate the efficiency of the building vibration effect to radiate energy to the ground, we estimate the total energy P_k of the radiated wavefield as in the k

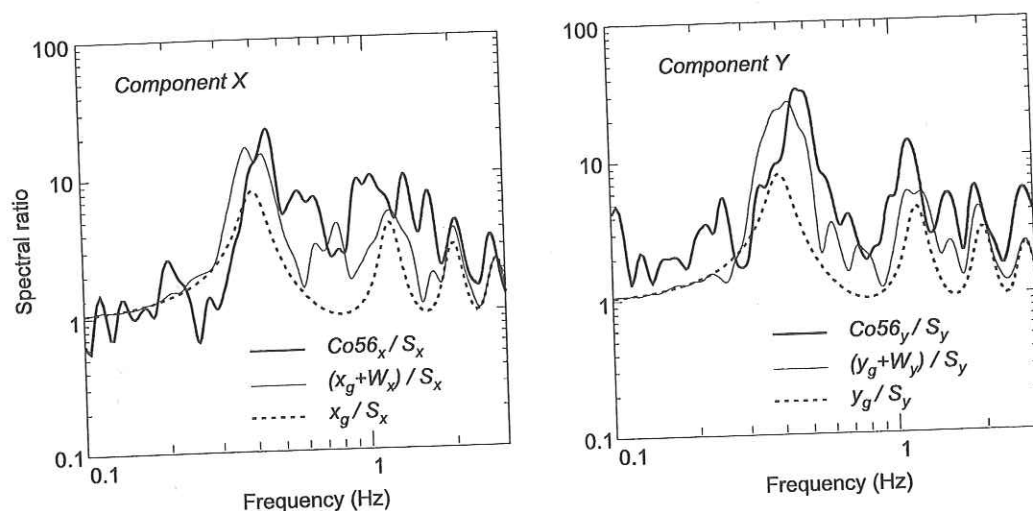


FIG. 4.10 – Standard spectral ratios between Co56 and Tacubaya stations (Borchedt, 1970), for the two horizontal components. Ratios are computed from experimental data (thick line), from 1D computed input motion (dotted line), and from urban free-field motion (thin line) computed with our model.

component of motion:

$$P_k = \int_0^{tmax} W_k(t)^2 dt \quad (4.19)$$

where $tmax$ is the total time duration considered. The radiated wavefield is computed for the two horizontal directions. Thus, the correct estimate of the total energy is expressed by:

$$P = P_x + P_y = \int_0^{tmax} (W_x(t)^2 + W_y(t)^2) dt \quad (4.20)$$

This relation accounts for the amplitude level of the signal and the time of duration of the vibrating energy being transmitted to the soil. We can compare P and the corresponding quantity of the *true* "free-field", i.e.:

$$P_g = \int_0^{tmax} (x_g(t)^2 + y_g(t)^2) dt \quad (4.21)$$

For the Roma Norte district, the total energy of the radiated wavefield is equivalent to 70% of the input motion to our model. That confirms the importance of the site-city interaction effects in Mexico City. However, in our study it was not possible to determine how much energy was radiated into the soil from each building. For instance, one may imagine that only a fraction of all the buildings radiated most of the energy. For this reason, we performed a parametric analysis to know what are the critical parameters which control the importance of the site-city interaction.

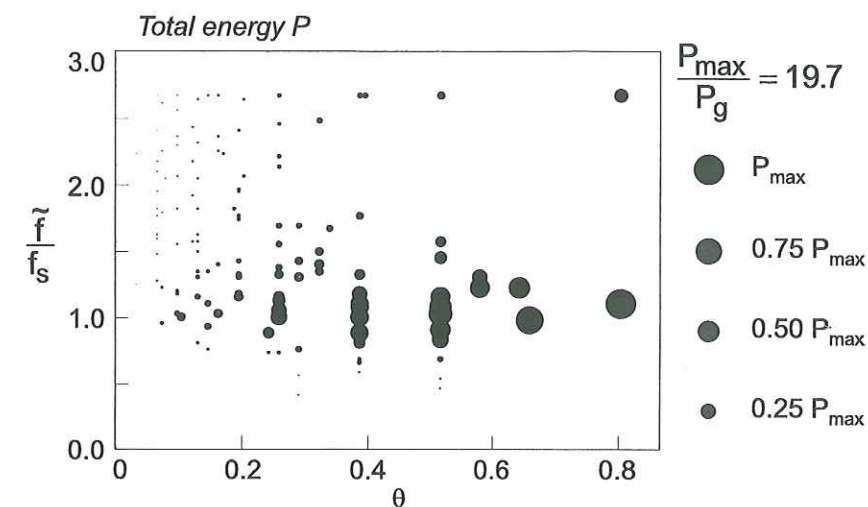


FIG. 4.11 – Variation of the radiated wavefield energy P as a function of the building-to-soil fundamental frequency ratio \tilde{f}/f_s and the urbanization density θ .

Stiffness consideration

In order to identify the parameters of the urban model with a strong impact on the importance of the site-city effect, we make homogeneous comparisons. For that, we keep the real building distribution of the Roma Norte district. The wavefield radiated from the buildings is computed at the reference point of our model, corresponding to the position of the Co56 station. The parametric analysis is done considering 180 homogeneous arrays of buildings. Each one of these is formed by one category among the 180 classes of buildings listed in appendix A. By this process, we analyse the dependance of the energy of the radiated wavefield on:

- the stiffness ratio between the building i and the soil, through the frequency ratio \tilde{f}_i/f_s (with f_s constant);
- the urbanization density θ_i that measures the proportion of surface of soil S_s covered with buildings, i.e., $\theta_i = S_{Ti}/S_s = (180.4.B.L)_i/S_s$, where S_{Ti} is the total surface of the building array. In a first approximation, $S_s = \pi.Dmax^2$, where $Dmax$ is the maximum distance between the building position and the reference point at Co56 station. For our model, $Dmax = 500m$ and $S_s = 0.8km^2$.

If we consider one category of building distributed following the Roma Norte pattern (i.e. considering the same surface of soil), the urbanization density θ_i depends on the building unit surface $S_{Ti}/180$. For the sake of simplicity, city models are only subjected to seismic input motion in the x direction.

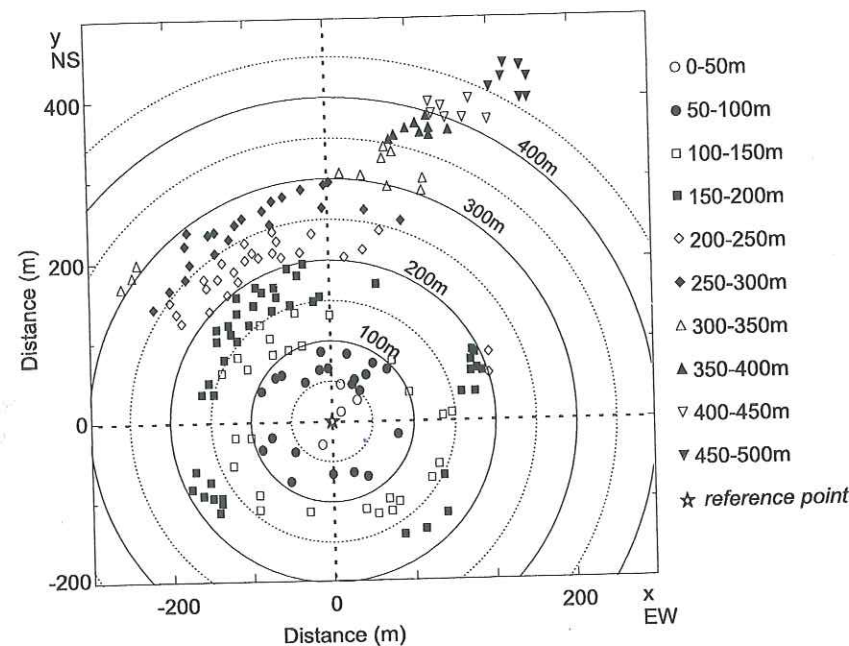


FIG. 4.12 – Building distribution as function of their distance to the reference point corresponding to the Co56 station of the Mexico City network. The circles show the ten "rings" which divide the surface of soil. The characteristics of the buildings are displayed in Appendix A.

The results shown in Fig. 4.11 indicate that \tilde{f}/f_s and θ are factors with a strong impact on the amount of energy of the wavefield radiated from the buildings. For a given value of θ , P is maximum for structures with flexible-base frequency, \tilde{f} , that is close to the soil fundamental frequency, f_s . The energy trapping is favoured by the resonance between soil and building. Moreover, for a given value of \tilde{f}/f_s , the total energy radiated from the buildings into the soil increases with increasing built surface, that is with increasing urbanization density, θ .

Geometrical consideration

One may wonder what is the maximum distance up to which the building contamination still important? With that goal, we estimate the variation of the radiated energy computed at the reference site as a function of distance between buildings and the reference site.

Similarly to the parametric analysis, we keep unchanged the real distribution of the build-

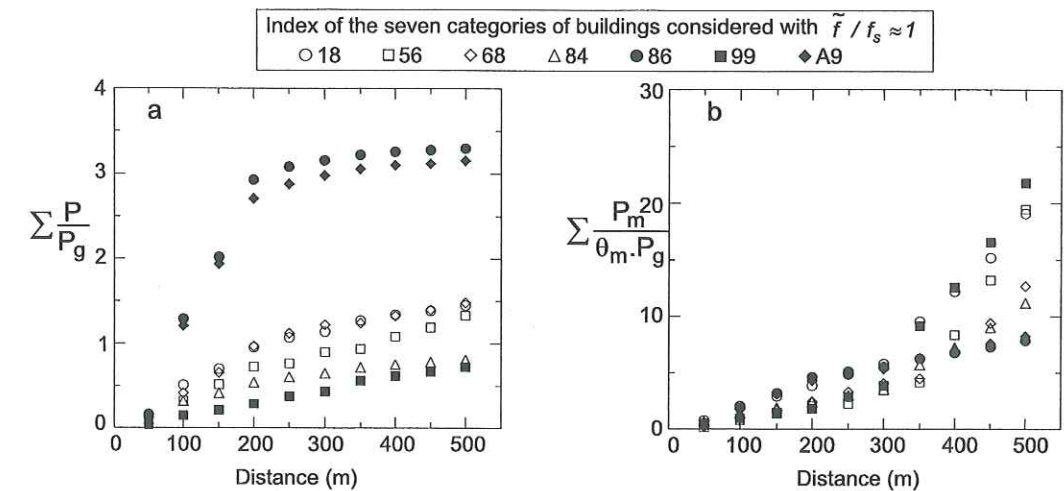


FIG. 4.13 – Cumulative energy $\sum P_{im}$ radiated from the building i of the ring m with increasing distance from reference point. The $\sum P_{im}$ are normalized by (a) the energy P_g of the input motion and (b) the urbanization density θ_{im} .

ings of the Roma Norte district. We compute the wavefield radiated into the soil from homogeneous arrays of buildings. Ten rings with increasing distance to the reference site have been considered (Fig. 4.12), which divide the surface of soil S_s into 10 rings, i.e., [0-50m] ($m=1$), [50-100m] ($m=2$), [100-150m] ($m=3$), [150-200m] ($m=4$), [200-250m] ($m=5$), [250-300] ($m=6$), [300-350m] ($m=7$), [350-400m] ($m=8$), [400-450] ($m=9$) and [450-500] ($m=10$). The m 's ring have surface equal to S_{sm} and n_m buildings are located in each one of them.

As the highest effects are observed for \tilde{f}/f_s close to 1, seven homogeneous array of buildings are considered. Each one of these is formed by one category of building with \tilde{f}/f_s between 0.9 and 1.1, chosen among the list of buildings (see Appendix A). As we use the real Roma Norte distribution of the buildings, the buildings have also been chosen so that the urbanization density of building category i , θ_{mi} , in ring m , does not exceed 1, i.e.:

$$\theta_{mi} = \frac{(4.B.L)_i.n_m}{S_{sm}} < 1 \quad (4.22)$$

The radiated energy P_{im} is computed at the reference site.

Results are displayed in Fig. 4.13. P_{im} is normalized by the energy of the "true" free-field motion P_g . Fig. 4.13a shows cumulative energy, P_{im} , as a function of distance. Fig. 4.13a exhibits variations of the increasing energy from one building to the others, that confirms it exists a second parameter in addition to the resonance criterion, controlling the efficiency of the radiated energy, which is the urbanization density. The main difference

between buildings is their surface which involve different urbanization density for the same building distribution.

For that, and as the actual building distribution is not spatially homogeneous, the computed radiated energy P_{im} are normalized by the urbanization density θ_{mi} , to take into account the surface of soil taken up by the building surface is different in each subdivision of the urban pattern. Fig. 4.13b exhibits comparable variations of radiated energy whatever the buildings, which confirms the importance of the urbanization density. Moreover, the linear variation of the radiated energy with increasing distance tends to prove that it does not exist critical distance up to which the buildings have to be considered. This assertion leads us to consider in case of real city all the buildings.

The wavefield radiated back into the soil and produced by seismically forcing of buildings appears to be strongly linked to the urbanization density and the resonance effect between soil and buildings (i.e. the soil-to-building stiffness ratio). At this point of the study, it seems pertinent to establish a simple analytical formula in order to estimate the efficiency of the contamination of the ground motion, in case of heterogeneous cities.

4.4.2 Simple analytical relation

We summarise here the analytical relation proposed by Bard et al. (1999, 2000) to estimate the importance of the site-city effect, whatever the urban site. Based on very rough approximations, they considered the total kinematic energy of the sedimentary deposit, Ek_s , and the total kinematic energy of an ensemble of buildings, Ek_b . We assume that the importance of the city effect is related to the building-to-soil energy ratio. This expression is supported by several assumptions:

1. The impedance contrast between underlying rock and soil is large enough to induce efficient band pass filtering around the fundamental frequency of soil. The soil layer kinematic energy can be then roughly expressed by:

$$Ek_s = 1/2 \cdot S_s \cdot \rho_s \cdot H_s \cdot v_{max}^2 = 2 \cdot S_s \cdot \frac{\rho_s \cdot H_s^3 \cdot K^2 \cdot a_{max}^2}{\pi^2 \cdot \beta_s^2} \quad (4.23)$$

in which K is the velocity-to-acceleration coefficient of peak ground motion at surface, i.e.:

$$K = \frac{2 \cdot \pi \cdot f_s \cdot v_{max}}{a_{max}} \quad (4.24)$$

$K = 1$ if all the energy is carried by the soil fundamental frequency. Generally, $K < 1$.

2. The building frequency is larger than the soil frequency, i.e. the acceleration spectrum value for the building is deduced from the plateau region of the spectrum, that is to say $Sa(\tilde{f}) = Sv(\tilde{f}) \cdot 2 \cdot \pi \cdot \tilde{f} = R \cdot a_{max}$. The building kinematic energy is then formulated by:

$$Ek_b = \sum_{i=1}^n 1/2 \cdot m_{1i} \cdot v_i^2 = \frac{R^2 a_{max}^2 \rho_b}{8 \cdot \pi^2} \sum_{i=1}^n \frac{S_{bi} \cdot h_{1i}}{\tilde{f}_i^2} \quad (4.25)$$

in which \tilde{f}_i is the fundamental frequency of building i .

3. The density ratio between building and soil usually range between 0.1 and 0.2, R around 2.5 and K around 1. As $f_s = \beta_s / (4H_s)$, the building-to-soil energy ratio can be then rewritten in an approximate form:

$$\begin{aligned} \frac{Ek_b}{Ek_s} &= \sum_{i=1}^n \frac{S_{bi}}{S_s} \cdot \frac{h_{1i}}{H_s} \cdot \frac{f_s^2}{\tilde{f}_i^2} \cdot \frac{R^2}{K^2} \cdot \frac{\rho_b}{\rho_s} \\ \text{i.e., } \frac{Ek_b}{Ek_s} &\approx \sum_{i=1}^n \frac{S_{bi}}{S_s} \cdot \frac{h_{1i}}{H_s} \cdot \frac{f_s^2}{\tilde{f}_i^2} \end{aligned} \quad (4.26)$$

This very crude relation is applied to the 180 categories of building previously defined, distributed over the Roma Norte pattern, that amounts to writing Eq. 4.26 as follows:

$$\frac{Ek_b}{Ek_s} = 180 \cdot \left(\frac{S_b}{S_s} \cdot \frac{h_1}{H_s} \cdot \frac{f_s^2}{\tilde{f}^2} \right) \quad (4.27)$$

Simultaneously, building-to-soil kinematic ratios are computed from the results of the model ($\tilde{Ek}_b / \tilde{Ek}_s$). The kinematic energy of buildings array is related to the acceleration pseudo-spectrum $Sv(\tilde{f}) = Sa(\tilde{f}) / 2 \cdot \pi \cdot \tilde{f}$ such as:

$$\tilde{Ek}_b = 1/2 \cdot Sv^2 \cdot S_b \cdot h_1 \cdot \rho_b \quad (4.28)$$

and the kinematic energy of soil to the maximal velocity \dot{x}_{gmax} of the seismic incident motion as:

$$\tilde{Ek}_s = 1/2 \cdot \dot{x}_{gmax}^2 \cdot S_s \cdot H_s \cdot \rho_s \quad (4.29)$$

To analyse the validity of the crude analytical relation (Eqs. 4.23 to 4.26), first we compare the kinematic energies of soil and of buildings with those given by our simplified model (Eqs. 4.28 and 4.29):

1. Eqs. 4.23 and 4.29 give comparable values of kinematic energies of soil, with $\tilde{Ek}_s / Ek_s = 0.93$.

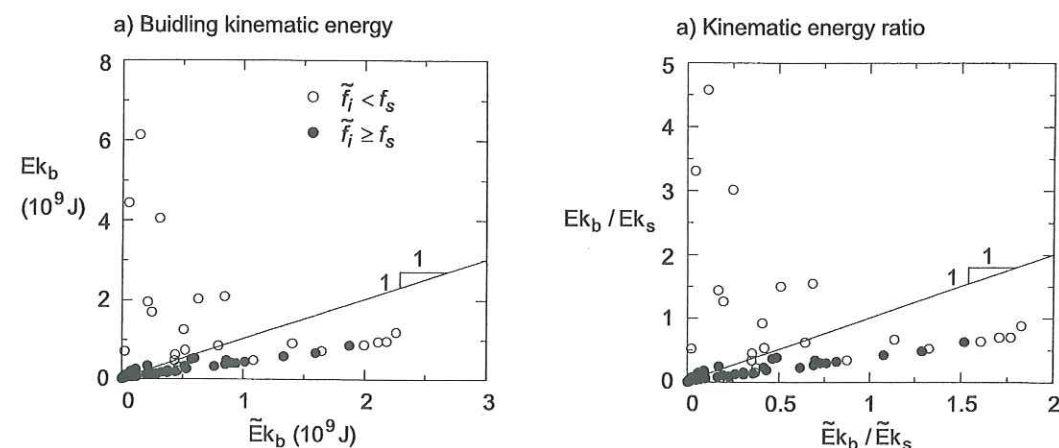


FIG. 4.14 – a) Comparison of the building kinematic energy provided from the analytical relation (Ek_b) and our simplified model ($\tilde{E}k_s$). b) Comparison of the building-to-soil kinematic energy ratio estimated by the analytical relation (Ek_b / Ek_s) and our model ($\tilde{E}k_b / \tilde{E}k_s$). Open circles correspond to $\tilde{f} < f_s$ and filled circles to $\tilde{f} \geq f_s$ ($\tilde{E}k_s / Ek_s = 0.93$). Buildings characteristics are given in Appendix A.

2. The $\tilde{E}k_b$ and Ek_b building kinematic energies are compared in Fig. 4.14a. The analytical relation overestimates the results given by our simplified model, but provides for the almost buildings the same order of magnitude. Exception exist for which the analytical kinematic energy Ek_b is larger than the $\tilde{E}k_b$ which corresponds to the case where $\tilde{f} < f_s$. This is in opposition with the analytical process which considers the building frequency is larger than the soil frequency (i.e., at the plateau region of the acceleration spectrum).
3. Similar variations are shown in Fig. 4.14b for the kinematic energy ratios. The analytical ratio (Ek_b / Ek_s) overestimates the numerical ratio ($\tilde{E}k_b / \tilde{E}k_s$), due to the frequency ratio (f_s / \tilde{f})² in Eq. 4.26: for decreasing building frequency with respect to the soil frequency (i.e., $f_s / \tilde{f} > 1$), Ek_b / Ek_s increases as a power law of degree 2.

As plotted Fig. 4.15, the importance of the radiated wavefield increases for city models with increasing city-to-soil kinematic ratio. Comparison between Ek_b / Ek_s and $\tilde{E}k_b / \tilde{E}k_s$ led us to assume that the efficiency of the site-city effects is strongly linked to the urbanization density, the ratio between building height and soil thickness and the ratio between soil and building fundamental frequencies. As a result, the site-city effects will be favoured for cities made of high-rise buildings, with high density of built surface and for which many buildings would meet the frequency coincidence criterion. This relation can also be applied to heterogeneous pattern of buildings (e.g. to the Roma Norte pattern

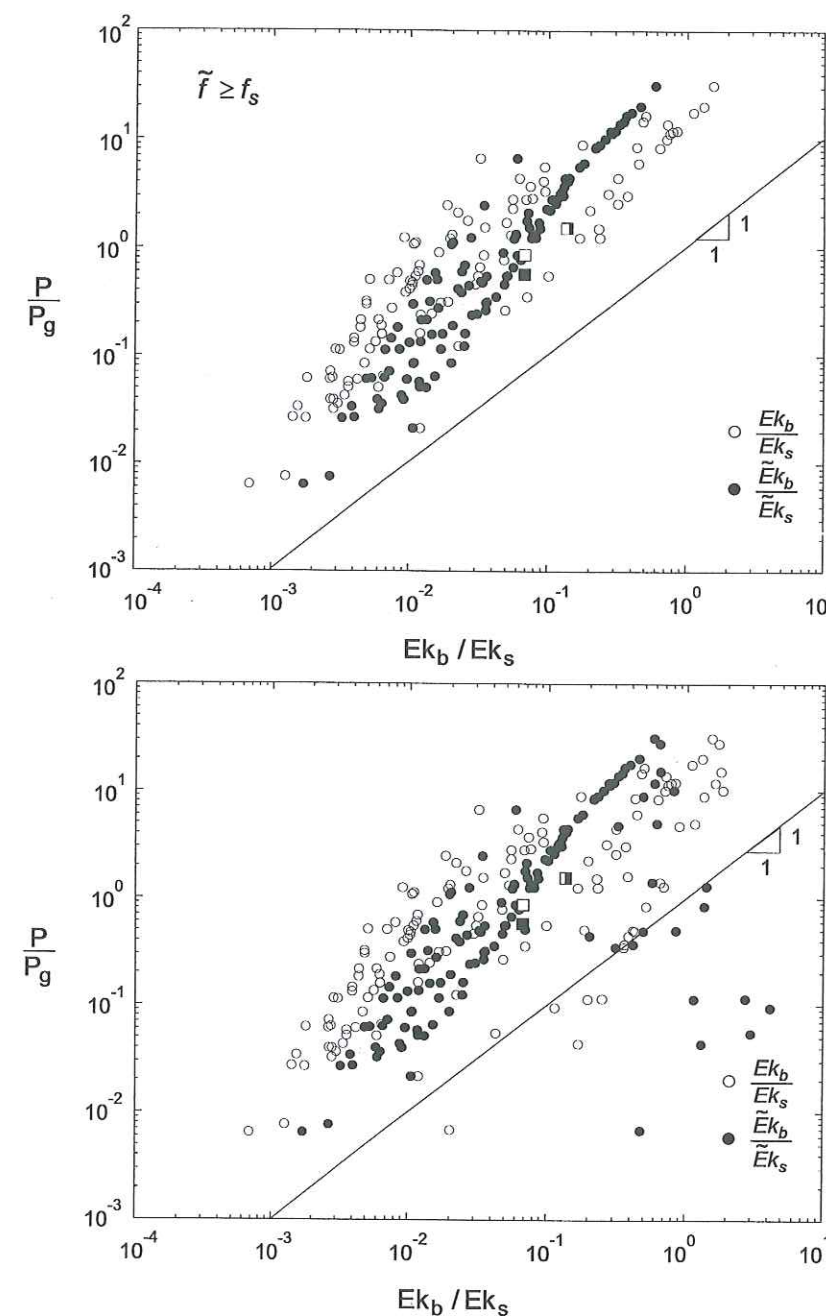


FIG. 4.15 – Comparison of the energy of the total radiated wavefield P produced by the building vibration and normalised by the input motion P_g , with respect of the building-to-soil kinematic energy ratio computed by the analytical relation Ek_b / Ek_s (filled circles) and the simplified model $\tilde{E}k_b / \tilde{E}k_s$ (open circles), for buildings with $\tilde{f} \geq f_s$ (top) and for all buildings (bottom). Open, filled and semi-filled square correspond to the heterogeneous Roma Norte zone, considering the x , y and both horizontal direction of forcing, respectively.

constituted by the 180 classes of building) and give relevant information concerning the site-city effect.

Moreover, sometimes, radiated wavefield may be higher than the shaking energy. While the kinematic energy of the city represents 10% of soil energy, the radiated wavefield stays lower than the seismic input motion. But over this limit, the contamination energy is higher than the input motion (i.e. $P/P_g > 1$).

4.5 Conclusion

A very simple analysis has been developed for estimating the efficiency of the contamination of the seismic motion due to the presence of the buildings. Applied to the realistic urban environment of the Roma-Norte zone of Mexico City, the energy radiated into the soil from buildings is equivalent to the input motion energy (i.e., $P/P_g \approx 100\%$). Moreover, the shape of the radiated wavefield computed by our simplified model is comparable to the seismic ground motion recorded on the Roma Norte zone. Due to this contamination, we showed that the monochromatic beating observed in the so-called "lake bed" zone in Mexico City, and for which any satisfactory explanation has been proposed, may result from the contamination of the *urban* "free-field" from building vibrations. We also showed that the standard spectral ratio method used for estimating site-effects may be disturbed by this contamination.

This contamination is not a local phenomenon. Deduced from the parametric analysis, we showed that, for equivalent urban density, there is no critical distance up to which the building contamination is efficient. Cities have to be considered including all buildings in the contamination analysis. Two major parameters of the site-city environment control the efficiency of the contamination: the urbanization density (i.e., the surface of soil taken up by the buildings) and the resonance criterion between soil and buildings.

Deduced from the parametric analysis, we proposed a good indicator of the efficiency of the site-city effect, based on energy considerations. This indicator is the building-to-soil Ek_b/Ek_s kinematic energy ratio, i.e.:

$$\frac{Ek_b}{Ek_s} = \sum_{i=1}^n \frac{S_{bi}}{S_s} \cdot \frac{h_{1i}}{H_s} \cdot \frac{f_s^2}{\tilde{f}_i^2} \quad (4.30)$$

where:

- $\sum_{i=1}^n S_{bi}/S_s = \theta$ is the urbanization density;
- h_{1i}/H_s is the building height to thickness of soil ratio (i.e., stiffness ratio);
- f_s^2/\tilde{f}_i^2 represents the resonance criterion.

4.5. CONCLUSION

Applied to the Roma Norte zone, we showed that large site-city effects are expected for $Ek_b/Ek_s > 10\%$.

There is no doubt that the results presented here are only partial, i.e. some aspects of the problem having been overlooked. However, we feel that the present results provide a satisfactory 0-order approximation of the site-city interaction effects. Among the neglected effects are the soil-structure kinematic effects, the multi-interaction effects between buildings considering them inside the buildings group (and not considered as isolated), nonlinearity issues and 2D or 3D basin effects, some of them (e.g. kinematic interaction and 2D or 3D basin effects) may increase the modification of ground motion due to the presence of the buildings. Nevertheless, the results confirm the necessity to integrate urban environment in hazard analysis, since buildings should be considered only as "victims" but also as active components of seismic risk. Contrary to what most seismologists and structural engineers imagine, this paper assumes that the limit between hazard and vulnerability is not so clearly identified as usually supposed. The method we have developed has been applied here only to the case of Mexico City. However, it could easily be applied to other cities in first approximate estimation, by using the simple analytical relation which requires only few parameters (geometrical features of buildings and soil).

Univ. J. Fourier - O.S.U.G.
MASON DES SCIENCES
DOCUMENTATION
B.P. 53
F. 38041 GRENOBLE CEDEX
Tél. 04 76 83 54 27 - Fax 04 76 51 40 58
Mail : ptalour@ujf-grenoble.fr
19 AOÛT 2003

4.6 APPENDIX A:

Characteristics of the buildings listed in Roma Norte district of Mexico City.

n^o	h_1	H_1	2B	2L	m_1	m_0	T_1	$\frac{B}{\bar{T}}$	$\frac{L}{\bar{T}}$	ζ_1	$\frac{B}{\zeta}$	$\frac{L}{\zeta}$	$\frac{B}{Re_h}$	$\frac{B}{Re_r}$	$\frac{L}{Re_h}$	$\frac{L}{Re_r}$
1	43.50	34.80	20	20	4.35E+06	3.49E+06	1.24	2.12	2.12	5	7.2	7.2	11.28	11.41	11.28	11.41
2	58.00	46.40	20	20	5.80E+06	3.51E+06	1.53	3.03	3.03	5	8.2	8.2	11.28	11.41	11.28	11.41
3	34.80	27.84	30	10	2.61E+06	2.61E+06	1.05	2.04	1.45	5	8.0	6.8	9.77	7.51	9.77	13.01
4	46.40	37.12	20	30	6.96E+06	5.24E+06	1.30	2.12	2.44	5	8.2	7.9	13.82	15.47	13.82	12.63
5	26.10	20.88	20	10	1.30E+06	1.73E+06	0.84	1.35	1.13	5	6.6	5.9	7.98	6.79	7.98	9.60
6	40.60	32.48	20	15	3.05E+06	2.62E+06	1.17	2.08	1.88	5	7.5	6.9	9.77	9.20	9.77	10.62
7	43.50	34.80	60	20	1.30E+07	1.05E+07	1.24	2.44	1.72	5	12.7	12.7	22.57	22.83	22.57	22.83
8	58.00	46.40	40	40	2.32E+07	1.40E+07	1.53	2.70	2.70	5	9.9	16.6	19.54	15.02	19.54	26.02
9	29.00	23.20	15	15	1.63E+06	1.95E+06	0.91	1.37	1.37	5	6.2	6.2	11.28	11.41	11.28	11.41
10	37.70	30.16	20	20	3.77E+06	3.48E+06	1.11	1.82	1.82	5	7.3	7.3	11.28	11.41	11.28	11.41
11	58.00	46.40	80	15	1.74E+07	1.05E+07	1.53	4.16	2.17	5	9.5	18.6	19.54	13.01	19.54	30.05
12	58.00	46.40	80	15	1.74E+07	1.05E+07	1.53	4.16	2.17	5	9.5	18.6	19.54	13.01	19.54	30.05
13	23.20	18.56	20	40	4.64E+06	6.93E+06	0.77	1.04	1.11	5	10.3	8.3	9.77	10.62	9.77	9.20
14	23.20	18.56	15	20	1.74E+06	2.60E+06	0.77	1.04	1.11	5	10.3	8.3	9.77	10.62	9.77	9.20
15	26.10	20.88	30	20	3.92E+06	5.20E+06	0.84	1.25	1.13	5	10.2	13.2	13.82	12.63	13.82	15.47
16	37.70	30.16	20	20	3.77E+06	3.48E+06	1.11	1.82	1.82	5	7.3	7.3	11.28	11.41	11.28	11.41
17	37.70	30.16	20	20	3.77E+06	3.48E+06	1.11	1.82	1.82	5	7.3	7.3	11.28	11.41	11.28	11.41
18	60.90	48.72	8	40	4.87E+06	2.81E+06	1.59	2.44	5.25	5	7.0	10.8	10.09	15.27	10.09	6.83
19	63.80	51.04	30	30	1.44E+07	7.91E+06	1.65	3.22	3.22	5	8.4	8.4	16.93	17.12	16.93	17.12
20	26.10	20.88	30	20	3.92E+06	5.20E+06	0.84	1.25	1.13	5	10.2	13.2	13.82	12.63	13.82	12.63
21	23.20	18.56	20	30	3.48E+06	5.20E+06	0.77	1.02	1.11	6	15.0	11.1	13.82	15.47	13.82	12.63
22	52.20	41.76	50	15	9.79E+06	6.56E+06	1.42	3.33	2.17	5	9.3	10.4	15.45	11.57	15.45	21.12
23	46.40	37.12	40	30	1.39E+07	1.05E+07	1.30	2.27	2.04	5	11.5	13.0	19.54	18.40	19.54	14.27
24	26.10	20.88	25	25	4.08E+06	5.42E+06	0.84	1.19	1.19	6	12.0	12.0	14.10	14.27	14.10	14.27
25	20.30	16.24	30	10	1.52E+06	2.60E+06	0.70	1.07	0.92	5	6.9	14.1	9.77	7.51	9.77	13.01
26	49.30	39.44	40	40	1.97E+07	1.40E+07	1.36	2.27	2.27	5	12.8	12.8	22.57	22.83	22.57	22.83
27	29.00	23.20	8	30	1.74E+06	2.08E+06	0.91	1.20	1.72	6	6.9	7.5	8.74	12.30	8.74	6.35
28	49.30	39.44	30	60	2.22E+07	1.57E+07	1.36	2.00	2.50	6	16.5	11.5	23.94	28.80	23.94	20.36
29	101.50	81.20	30	30	2.28E+07	8.01E+06	2.33	5.87	5.87	5	10.2	10.2	16.93	17.12	16.93	17.12
30	87.00	69.60	20	60	2.61E+07	1.06E+07	2.08	3.70	6.24	5	8.3	10.7	19.54	26.02	19.54	15.02
31	37.70	30.16	20	20	3.77E+06	3.48E+06	1.11	1.82	1.82	5	7.3	7.3	11.28	11.41	11.28	11.41
32	46.40	37.12	40	50	2.32E+07	1.75E+07	1.30	2.00	2.17	6	15.9	13.4	25.23	26.99	25.23	24.14
33	29.00	23.20	20	5	7.25E+05	8.68E+05	0.91	1.96	1.17	4	8.3	4.8	5.64	4.04	5.64	8.07
34	31.90	25.52	17	34	4.61E+06	5.02E+06	0.98	1.35	1.64	6	13.6	8.7	13.56	16.32	13.56	11.54
35	23.20	18.56	20	20	2.32E+06	3.47E+06	0.77	1.06	1.06	5	10.3	10.3	11.28	11.41	11.28	11.41
36	34.80	27.84	30	10	2.61E+06	2.61E+06	1.05	2.04	1.45	5	8.0	6.8	9.77	7.51	9.77	13.01
37	23.20	18.56	20	10	1.16E+06	1.73E+06	0.77	1.17	1.03	5	6.3	6.9	7.98	6.79	7.98	9.60
38	26.10	20.88	20	10	1.30E+06	1.73E+06	0.84	1.35	1.13	5	6.6	5.9	7.98	6.79	7.98	9.60
39	23.20	18.56	20	10	1.16E+06	1.73E+06	0.77	1.17	1.03	5	6.3	6.9	7.98	6.79	7.98	9.60
40	26.10	20.88	20	10	1.30E+06	1.73E+06	0.84	1.35	1.13	5	6.6	5.9	7.98	6.79	7.98	9.60
41	23.20	18.56	20	20	2.32E+06	3.47E+06	0.77	1.06	1.06	5	10.3	10.3	11.28	11.41	11.28	11.41
42	87.00	69.60	40	40	3.48E+07	1.42E+07	2.08	4.54	4.54	5	9.3	9.3	22.57	22.83	22.57	22.83
43	29.00	23.20	20	30	4.35E+06	5.21E+06	0.91	1.26	1.41	6	12.7	9.9	13.82	15.47	13.82	12.63
44	49.30	39.44	30	40	1.48E+07	1.05E+07	1.36	2.22	2.44	5	12.9	11.5	19.54	21.25	19.54	18.40
45	34.80	27.84	40	20	6.96E+06	6.96E+06	1.05	1.78	1.45	5	9.9	14.4	15.96	13.57	15.96	19.20
46	29.00	23.20	20	10	1.45E+06	1.74E+06	0.91	1.54	1.26	5	6.7	5.8	7.98	6.79	7.98	9.60
47	26.10	20.88	10	20	1.30E+06	1.73E+06	0.84	1.13	1.35	5	5.9	6.6	7.98	6.79	7.98	9.60
48	29.00	23.20	20	20	2.90E+06	3.47E+06	0.91	1.35	1.35	5	9.4	9.4	11.28	11.41	11.28	11.41
49	40.60	32.48	15	15	2.28E+06	1.96E+06	1.17	2.00	2.00	5	7.3	7.3	8.46	8.56	8.46	8.56
50	26.10	20.88	30	20	3.92E+06	5.20E+06	0.84	1.25	1.13	5	10.2	13.2	13.82	12.63	13.82	15.47
51	26.10	20.88	30	20	3.92E+06	5.20E+06	0.84	1.25	1.13	5	10.2	13.2	13.82	12.63	13.82	15.47
52	29.00	23.20	20	20	2.90E+06	3.47E+06	0.91	1.35	1.35	5	9.4	9.4	11.28	11.41	11.28	11.41
53	37.70	30.16	20	20	3.77E+06	3.48E+06	1.11	1.82	1.82	5	7.3	7.3	11.28	11.41	11.28	11.41
54	55.10	44.08	40	30	1.65E+07	1.05E+07	1.48	2.77	2.50	5	10.1	12.0	19.54	18.40	19.54	21.25
55	40.60	32.48	30	15	4.57E+06	3.92E+06	1.17	2.22	1.78	5	7.8	7.6	11.97	10.18	11.97	14.40
56	46.40	37.12	30	15	5.22E+06	3.93E+06	1.30	2.63	2.04	6	14.4	9.9	15.96	19.20	15.96	13.57
57	34.80	27.84	20	40	6.96E+06	6.96E+06	1.05	1.45	1.78	6	14.4	9.9	15.96	19.20	15.96	13.57
58	34.80	27.84	20	10	1.74E+06	1.74E+06	1.05	1.92	1.51	5	7.6	6.1	7.98	6.79	7.98	9.60
59	31.90	25.52	20	20	3.19E+06	3.48E+06	0.98	1.51	1.51	5	8.1	8.1	11.28	11.41	11.28	11.41
60	26.10	20.88	15	20	1.96E+06	2.60E+06	0.84	1.19	1.26	5	8.9	7.1	9.77	10.62	9.77	9.20

4.6. APPENDIX A:

n^o	h_1	H_1	2B	2L	m_1	m_0	T_1	$\frac{B}{\bar{T}}$	$\frac{L}{\bar{T}}$	ζ_1	$\frac{B}{\zeta}$	$\frac{L}{\zeta}$	$\frac{B}{Re_h}$	$\frac{B}{Re_r}$	$\frac{L}{Re_h}$	$\frac{L}{Re_r}$
61	34.80	27.84	20	40	6.96E+06	6.96E+06	1.05	1.45	1.78	6	14.4	9.9	15.96	19.20	15.96	13.57
62	52.20	41.76	40	40	2.09E+07	1.40E+07	1.42	2.38	2.38	5	13.0	13.0	22.57	22.83	22.57	22.83
63	58.00	46.40	40	40	2.32E+07	1.40E+07	1.53	2.70	2.70	5	12.7	12.7	22.57	22.83	22.57	22.83
64	58.00	46.40	40	30	1.74E+07	1.05E+07	1.53	3.03	2.70	5	9.5	11.1	19.54	18.40	19.54	21.25
65	34.80	27.84	20	20	3.48E+06	3.48E+06	1.05	1.64	1.64	5	7.5	7.5	11.28	11.41	11.28	11.41
66	26.10	20.88	20	20	2.61E+06	3.47E+06	0.84	1.20	1.20	5	10.0	10.0	11.28	11.41	11.28	11.41
67	26.10	20.88	40	40	1.04E+07	1.39E+07	0.84	0.92	0.92	6	14.8	14.8	22.57	22.83	22.57	22.83
68	46.40	37.12	25	20	5.80E+06	4.37E+06	1.30	2.38	2.17	5	7.7	7.6	12.62	12.07	12.62	13.49
69	26.10	20.88	40	40	1.04E+07	1.39E+07	0.84	0.92	0.92	6	19.4	15.7	22.57	22.83	22.57	22.83
70	60.90	48.72	40	40	2.44E+07	1.40E+07	1.59	2.94	2.94	5	12.2	12.2	22.57	22.83	22.57	22.83
71	29.00	23.20	50	50	1.81E+07	2.17E+07	0.91	0.92	0.92	6	42.7	42.7	28.21	28.54	28.21	28.54
72	31.90	25.52	20	20	3.19E+06	3.48E+06	0.98	1.51	1.51	5	8.1	8.1	11.28	11.41	11.28	11.41
73	34.80	27.84	50	20	8.70E+06	8.70E+06	1.05	1.82	1.43	5	9.7	17.8	17.84	14.35	17.84	22.69
74	34.80	27.84	30	15	3.92E+06	3.92E+06	1.05	1.82	1.51	5	7.5	10.4	11.97	10.18	11.97	14.40
75	23.20	18.56	40	20	4.64E+06	6.93E+06	0.77	1.15	0.92	5	11.9	35.8	15.96	13.57	15.96	19.20
76	34.80	27.84	20	20	3.48E+06	3.48E+06	1.05	1.64	1.64	5	7.5	7.5	11.28	11.41	11.28	11.41
77	26.10	20.88	20	20	2.61E+06	3.47E+06	0.84	1.20	1.20	5	10.0	10.0	11.28	11.41	11.28	11.41
78	40.60	32.48	20	50	1.02E+07	8.72E+06	1.17	1.64	2.22	6	15.5	9.9	17.84	22.69	17.84	14.35
79	58.00	46.40	40	20	1.16E+07	7.02E+06	1.53	3.33	2.56	5	8.8	8.3	15.96	13.57	15.96	19.20
80	34.80	27.84	40	40	1.39E+07	1.39E+07	1.05	1.56	1.56	6	15.8	15.8	22.57	22.83	22.57	22.83
81	46.40	37.12	10	40	4.64E+06	3.49E+06	1.30	1.88	3.12	5	6.8	9.0	11.28	16.14	11.28	8.07
82	66.70	53.36	20	60	2.00E+07	1.06E+07	1.70	2.77	4.34	6	11.5	9.6	19.54	26.02	19.54	15.02
83	69.60	55.68	15	30	7.83E+06	3.96E+06	1.76	3.22	4.54	5	8.3	9.6	11.97	14.40	11.97	10.18
84	49.30	39.44	15	20	3.70E+06	2.62E+06	1.36	2.38	2.70	5	7.5	8.3	9.77	10.62	9.77	9.20
85	72.50	58.00	40	40	2.90E+07	1.41E+07	1.81	3.57	3.57	5	9.9	9.9	22.57	22.83	22.57	22.83
86	55.10	44.08	20	40	1.10E+07	7.01E+06	1.48	2.44	3.12	5	8.7	8.5	15.96	19.20	15.96	13.57
87	37.70	30.16	40	40	1.51E+07	1.39E+07	1.11	1.69	1.69	6	15.4	15.4	22.57	22.83	22.57	22.83
88	37.70	30.16	40	40	1.51E+07	1.39E+07	1.11	1.69	1.69	6	15.4	15.4	22.57	22.83	22.57	22.83
89	37.70	30.16	10	40	3.77E+06	3.48E+06	1.11	1.56	2.38	6	8.9	8.4	11.28	16.14	11.28	8.07
90	66.70	53.36	30	10	5.00E+06	2.64E+06	1.70	4.99	2.94	4	10.5	7.6	9.77	7.51	9.77	13.01
91	31.90	25.52	30	30	7.18E+06	7.82E+06	0.98	1.45	1.45	6	12.8	12.8	16.93	17.12	16.93	17.12
92	40.60	32.48	20	30	6.09E+06	5.23E+06	1.17	1.85	2.08	5	9.9	8.2	13.82	15.47	13.82	12.63
93	29.00	23.20	10	20	1.45E+06	1.74E+06	0.91	1.26	1.54	5	5.8	6.7	7.98	9.60	7.98	6.79
94	37.70	30.16	30	20	5.66E+06	5.23E+06	1.11	1.88	1.69	5	8.6	11.2	13.82	12.63	13.82	15.47
95	34.80	27.84	30	10	2.61E+06	2.61E+06	1.05	2.04	1.45	5	8.0	6.8	9.77	7.51	9.77	13.01
96	29.00	23.20	30	20	4.35E+06	5.21E+06	0.91	1.41	1.26	5	9.9	12.7	13.82	12.63	13.82	15.47
97	43.50	34.80	40	30	1.30E+07	1.05E+07	1.24	2.08	1.92	5	11.5	13.5	19.54	18.40	19.54	21.25
98	58.00	46.40	60	20	1.74E+07	1.05E+07	1.53	3.57	2.38	5	9.1	15.6	19.54	15.02	19.54	26.02
99	49.30	39.44	15	15	2.77E+06	1.97E+06	1.36	2.56	2.56	5	7.9	7.9	8.46	8.56	8.46	8.56
A0	98.60	78.88	40	40	3.94E+07	1.42E+07	2.28	5.25	5.25	5	9.6	9.6	22.57	22.83	22.57	22.83
A1	81.20	64.96	30	30	1.83E+07	7.95E+06	1.98	4.34	4.34	5	9.1	9.1	16.93	17.12	16.93	17.12
A2	37.70	30.16	10	20	1.88E+06	1.74E+06	1.11	1.66	2.12	5	6.2	7.9	7.98	9.60	7.98	6.79
A3	43.50	34.80	20	50	1.09E+07	8.73E+06	1.24	1.75	2.38	6	15.6	9.2	17.84	22.69	17.84	14.35
A4	37.70	30.16	30	30	8.48E+06	7.84E+06	1.11	1.72	1.72	5	11.9	11.9	16.93	17.12	16.93	17.12
A5	31.90	25.52	10	20	1.60E+06	1.74E+06	0.98	1.39	1.72	5	5.8	7.2	7.98	9.60	7.98	6.79
A6	40.60	32.48	30	20	6.09E+06	5.23E+06	1.17	2.08	1.85	5	8.2	9.9	13.82	12.63	13.82	15.47
A7	34.80	27.84	30	20	5.22E+06	5.22E+06	1.05	1.72	1.54	5	9.1	12.3	13.82	12.63	13.82	15.47
A8	31.90	25.52	20	20	3.19E+06	3.48E+06	0.98	1.51	1.51	5	8.1	8.1	11.28	11.41	11.28	11.41
A9	52.20	41.76	20	40	1.04E+07	7.00E+06	1.42	2.32	2.94	5	9.9	8.7	15.96	19.20	15.96	13.57
B0	37.70	30.16	20	40	7.54E+06	6.97E+06	1.11	1.58	1.96	6	14.2	9.7	15.96	19.20	15.96	13.57
B1	34.80	27.84	40	40	1.39E+07	1.39E+07	1.05	1.56	1.56	6	15.8	15.8	22.57	22.83	22.57	22.83
B2	23.20	18.56	20	10	1.16E+06	1.73E+06	0.77	1.17	1.03	5	6.3	6.9	7.98	6.79	7.98	9.60
B3	34.80	27.84	15	25	3.26E+06	3.26E+06	1.05	1.56	1.78	5	7.4	7.3	10.93	12.56	10.93	9.73
B4	43.50	34.80	20	40	8.70E+06	6.98E+06	1.24	1.85	2.32	6	13.4	8.6	15.96	19.20	15.96	13.57
B5	29.00	23.20	10	20	1.45E+06	1.74E+06	0.91	1.26	1.54	5	5.8	6.7	7.98	9.60	7.98	6.79
B6	34.80	27.84	10	20	1.74E+06	1.74E+06	1.05	1.51	1.92	5	6.1	7.6	7.98	9.60	7.98	6.79
B7	49.30	39.44	50	50	3.08E+07	2.19E+07	1.36	2.22	2.22	6	16.0	16.0	28.21	28.54	28.21	28.54
B8	37.70	30.16	20	20	3.77E+06	3.48E+06	1.11	1.82	1.82	5	7.3	7.3	11.28	11.41	11.28	11.41
B9	58.00	46.40	25	30	1.09E+07	6.58E+06	1.53	2.77	3.03	5	8.0	8.6	15.45	16.36	15.45	14.93
C0	20.30	16.24	20	15	1.52E+06	2.60E+06	0.70	0.96	0.92	5	8.7	10.7	9.77	9.20	9.77	10.62

n°	h_1	H_1	2B	2L	m_1	m_0	T_1	B	L	ζ_1	B	L	B	B	L	L
								\bar{T}	\bar{T}		$\bar{\zeta}$	$\bar{\zeta}$	Re_h	Re_r	Re_h	Re_r
JA	40.60	32.48	40	20	8.12E+06	6.97E+06	1.17	2.12	1.72	5	9.3	14.2	15.96	13.57	15.96	19.20
C2	23.20	18.56	10	10	5.80E+05	8.67E+05	0.77	1.10	1.10	5	5.5	5.5	5.64	5.71	5.64	5.71
C3	26.10	20.88	15	25	2.45E+06	3.25E+06	0.84	1.13	1.30	6	11.9	8.3	10.93	12.56	10.93	9.73
C4	20.30	16.24	20	20	2.03E+06	3.46E+06	0.70	0.93	0.93	6	11.0	11.0	11.28	11.41	11.28	11.41
C5	29.00	23.20	20	10	1.45E+06	1.74E+06	0.91	1.54	1.26	5	6.7	5.8	7.98	6.79	7.98	9.60
C6	23.20	18.56	25	20	2.90E+06	4.33E+06	0.77	1.09	1.04	5	10.6	12.3	12.62	12.07	12.62	13.49
C7	20.30	16.24	20	25	2.54E+06	4.33E+06	0.70	0.92	0.95	6	13.7	11.5	12.62	13.49	12.62	12.07
C8	37.70	30.16	20	25	4.71E+06	4.35E+06	1.11	1.75	1.85	5	8.3	7.7	12.62	13.49	12.62	12.07
C9	37.70	30.16	20	25	4.71E+06	4.35E+06	1.11	1.75	1.85	5	8.3	7.7	12.62	13.49	12.62	12.07
D0	23.20	18.56	20	25	2.90E+06	4.33E+06	0.77	1.04	1.09	6	12.3	10.6	12.62	13.49	12.62	12.07
D1	20.30	16.24	20	10	1.02E+06	1.73E+06	0.70	1.02	0.92	5	6.1	10.2	7.98	6.79	7.98	9.60
D2	26.10	20.88	20	10	1.30E+06	1.73E+06	0.84	1.35	1.13	5	6.6	5.9	7.98	6.79	7.98	9.60
D3	31.90	25.52	10	30	2.39E+06	2.61E+06	0.98	1.35	1.82	6	7.5	7.6	9.77	13.01	9.77	7.51
D4	20.30	16.24	20	10	1.02E+06	1.73E+06	0.70	1.02	0.92	5	6.1	10.2	7.98	6.79	7.98	9.60
D5	49.30	39.44	20	40	9.86E+06	6.99E+06	1.36	2.17	2.70	5	10.5	8.4	15.96	19.20	15.96	13.57
D6	31.90	25.52	20	30	4.78E+06	5.21E+06	0.98	1.39	1.56	6	12.5	9.7	13.82	15.47	13.82	12.63
D7	20.30	16.24	40	20	4.06E+06	6.92E+06	0.70	1.00	0.92	6	12.6	34.8	15.96	13.57	15.96	19.20
D8	26.10	20.88	20	20	2.61E+06	3.47E+06	0.84	1.20	1.20	5	10.0	10.0	11.28	11.41	11.28	11.41
D9	20.30	16.24	10	30	1.52E+06	2.60E+06	0.70	0.92	1.07	6	14.1	6.9	9.77	13.01	9.77	7.51
E0	20.30	16.24	35	35	6.22E+06	1.06E+07	0.70	0.92	0.92	6	40.1	40.1	19.75	19.98	19.75	19.98
E1	49.30	39.44	20	40	9.86E+06	6.99E+06	1.36	2.17	2.70	5	10.5	8.4	15.96	19.20	15.96	13.57
E2	20.30	16.24	25	25	3.17E+06	5.41E+06	0.70	0.93	0.93	6	15.1	15.1	14.10	14.27	14.10	14.27
E3	26.10	20.88	25	25	4.08E+06	5.42E+06	0.84	1.19	1.19	6	12.0	12.0	14.10	14.27	14.10	14.27
E4	31.90	25.52	35	30	8.37E+06	9.13E+06	0.98	1.47	1.41	6	13.2	14.4	18.28	17.79	18.28	19.22
E5	20.30	16.24	10	10	5.08E+05	8.66E+05	0.70	0.94	0.94	5	5.2	5.2	5.64	5.71	5.64	5.71
E6	29.00	23.20	40	20	5.80E+06	6.95E+06	0.91	1.45	1.23	5	9.9	16.7	15.96	13.57	15.96	19.20
E7	20.30	16.24	10	10	5.08E+05	8.66E+05	0.70	0.94	0.94	5	5.2	5.2	5.64	5.71	5.64	5.71
E8	20.30	16.24	10	10	5.08E+05	8.66E+05	0.70	0.94	0.94	5	5.2	5.2	5.64	5.71	5.64	5.71
PC	52.20	41.76	54	38	2.68E+07	1.80E+07	1.42	2.50	2.22	5	12.4	15.8	25.56	23.68	25.56	28.23
F0	20.30	16.24	15	30	2.28E+06	3.90E+06	0.70	0.92	1.01	6	19.1	9.2	11.97	14.40	11.97	10.18
F1	29.00	23.20	15	25	2.72E+06	3.26E+06	0.91	1.28	1.45	5	10.6	7.4	10.93	12.56	10.93	9.73
F2	23.20	18.56	15	25	2.18E+06	3.25E+06	0.77	1.01	1.13	6	12.0	8.5	10.93	12.56	10.93	9.73
F3	20.30	16.24	30	10	1.52E+06	2.60E+06	0.70	1.07	0.92	5	6.9	14.1	9.77	7.51	9.77	13.01
F4	34.80	27.84	15	20	2.61E+06	2.61E+06	1.05	1.58	1.72	5	6.6	6.8	9.77	10.62	9.77	9.20
F5	29.00	23.20	20	50	7.25E+06	8.68E+06	0.91	0.99	1.49	6	36.7	10.4	17.84	22.69	17.84	14.35
F6	26.10	20.88	15	35	3.43E+06	4.55E+06	0.84	1.10	1.33	6	14.4	8.5	12.93	16.16	12.93	10.58
F7	20.30	16.24	20	10	1.02E+06	1.73E+06	0.70	1.02	0.92	5	6.1	10.2	7.98	6.79	7.98	9.60
F8	20.30	16.24	10	20	1.02E+06	1.73E+06	0.70	0.92	1.02	6	10.2	6.1	7.98	9.60	7.98	6.79
F9	20.30	16.24	20	10	1.02E+06	1.73E+06	0.70	1.02	0.92	5	6.1	10.2	7.98	6.79	7.98	9.60
G0	34.80	27.84	60	20	1.04E+07	1.04E+07	1.05	1.85	1.12	5	9.8	35.9	19.54	15.02	19.54	26.02
G1	20.30	16.24	40	30	6.09E+06	1.04E+07	0.70	0.92	0.92	6	16.9	30.1	19.54	18.40	19.54	21.25
G2	20.30	16.24	40	20	4.06E+06	6.92E+06	0.70	1.00	0.92	6	12.6	34.8	15.96	13.57	15.96	19.20
G3	20.30	16.24	20	40	4.06E+06	6.92E+06	0.70	0.92	1.00	6	34.8	12.6	15.96	19.20	15.96	13.57
G4	26.10	20.88	20	20	2.61E+06	3.47E+06	0.84	1.20	1.20	5	10.0	10.0	11.28	11.41	11.28	11.41
G5	26.10	20.88	20	40	5.22E+06	6.94E+06	0.84	1.11	1.30	6	25.2	10.6	15.96	19.20	15.96	13.57
G6	23.20	18.56	15	15	1.30E+06	1.95E+06	0.77	1.09	1.09	5	6.7	6.7	8.46	8.56	8.46	8.56
G7	23.20	18.56	15	15	1.30E+06	1.95E+06	0.77	1.09	1.09	5	6.7	6.7	8.46	8.56	8.46	8.56
G8	20.30	16.24	15	15	1.14E+06	1.95E+06	0.70	0.94	0.94	5	8.4	8.4	8.46	8.56	8.46	8.56
G9	20.30	16.24	15	15	1.14E+06	1.95E+06	0.70	0.94	0.94	5	8.4	8.4	8.46	8.56	8.46	8.56
H0	20.30	16.24	20	60	6.09E+06	1.04E+07	0.70	0.92	1.05	7	16.9	14.1	19.54	26.02	19.54	21.25
H1	23.20	18.56	20	20	2.32E+06	3.47E+06	0.77	1.06	1.06	5	10.3	10.3	11.28	11.41	11.28	11.41
H2	40.60	32.48	30	30	9.14E+06	7.85E+06	1.17	1.88	1.88	5	11.6	11.6	16.93	17.12	16.93	17.12
H3	37.70	30.16	30	30	8.48E+06	7.84E+06	1.11	1.72	1.72	5	11.9	11.9	16.93	17.12	16.93	17.12
H4	31.90	25.52	30	40	9.57E+06	1.04E+07	0.98	1.39	1.49	6	16.2	13.5	19.54	21.25	19.54	18.40
H5	46.40	37.12	40	40	1.86E+07	1.40E+07	1.30	2.12	2.12	5	13.1	13.1	22.57	22.83	22.57	22.83
H6	46.40	37.12	40	40	1.86E+07	1.40E+07	1.30	2.12	2.12	5	13.1	13.1	22.57	22.83	22.57	22.83
H7	37.70	30.16	30	30	8.48E+06	7.84E+06	1.11	1.72	1.72	5	11.9	11.9	16.93	17.12	16.93	17.12
H8	37.70	30.16	30	30	8.48E+06	7.84E+06	1.11	1.72	1.72	5	11.9	11.9	16.93	17.12	16.93	17.12
H9	37.70	30.16	60	30	1.70E+07	1.57E+07	1.11	1.88	0.92	5	12.8	39.6	23.94	20.36	23.94	28.80
J0	46.40	37.12	40	40	1.86E+07	1.40E+07	1.30	2.12	2.12	5	13.1	13.1	22.57	22.83	22.57	22.83

Partie 5:

Interaction Structure-Sol-Structure

Chapitre 5

Interaction-Structure-Sol-Structure (ISStSt)

Modélisation par éléments finis de l'interaction multiple
bidimensionnelle entre bâtiments.

Résumé. Cette partie a pour objectif l'analyse bidimensionnelle de l'interaction multiple entre structures via le sol, par la méthode des éléments finis. Une approche paramétrique est envisagée afin d'identifier les paramètres des modèles sol-structure qui favorisent cette interaction. Les structures sont modélisées par des éléments de massif et un coefficient d'amortissement de type Rayleigh est attribué au domaine discrétisé. La sollicitation est représentée par une force extérieure appliquée au bâtiment, simulant un essai de type lâcher. Une première étape est menée pour justifier et valider l'emploi des éléments finis pour résoudre les problèmes d'interaction. Tout d'abord, nous étudions le comportement à base-fixe de dix classes de bâtiments, ce qui nous permet d'identifier leur fréquence de vibration et leur coefficient d'amortissement.

Ensuite, l'analyse de l'effet de l'interaction sol-structure et de l'interaction structure-sol est obtenue en plaçant successivement chaque classe de bâtiments sur trois profils de sol, de rigidité variable. La méthode des éléments finis reproduit en particulier la variation du comportement des systèmes sol-structure en fonction de la qualité du sol, et rend compte de l'importance de l'interaction structure-sol en fonction du critère de résonance entre le sol et le bâtiment, de leur contraste de rigidité et d'une pseudo-densité urbaine.

L'interaction structure-sol-structure est alors étudiée, pour plusieurs couples de structure. Trois distances inter-structures et les trois profils de sol sont testés. Les résultats numériques révèlent que l'interaction entre structures est exacerbée quand elles ont des fréquences de résonance proches, et pour une structure de dimensions (et donc de masse) petites par rapport à celles de la structure située à proximité.

5.1 Introduction

L'hétérogénéité des urbanisations fait très souvent se côtoyer plusieurs catégories d'immeubles, de taille, de système de fondation et d'éléments structuraux différents. La distribution du bâti fait alors apparaître de grandes variations latérales, des contrastes importants entre structures voisines. Des masses imposantes sont ainsi construites à côté de structures plus légères. En statique, mise à part l'agression visuelle qui en résulte parfois, et des éventuels tassements différentiels, une urbanisation hétérogène n'entraînera pas de problèmes importants. Par contre, en dynamique, il est légitime de se demander si la présence de masses vibrantes imposantes à proximité de masses légères ne provoque pas des modifications de comportement, voire des interactions dynamiques entre bâtiments. On sait maintenant qu'au cours d'un séisme, des interactions existent entre le mouvement des structures et celui du sol (Chaps. 2 et 3). Elles peuvent être importantes, surtout si la ville est prise en compte dans sa globalité (Chap. 4). L'énergie de vibration des immeubles est restituée dans le sol sous forme d'ondes sismiques. Sous certaines conditions, elle peut être du même ordre de grandeur que l'énergie incidente fournie par le séisme. Pour simplifier, les études réalisées jusqu'à maintenant (Chaps. 2, 3 et 4) calculaient la contribution de la ville sur le mouvement sismique, en considérant chaque structure indépendamment des autres (soit, l'interaction simple structure-sol, par analogie avec la diffusion simple utilisée en sismologie pour analyser la coda des enregistrements sismologiques). La réponse de chacune et la distribution de l'énergie dans le sol étaient calculées sans tenir compte de l'environnement urbain. Pourtant, il semble raisonnable de penser que l'onde émise par une structure sera ressentie par son environnement urbain proche, puisqu'elle vient s'ajouter au mouvement incident.

En 1996, Erlingsson et Bodare ont étudié l'effet qu'ont produit les spectateurs/acteurs d'un concert de rock sur les infrastructures d'un stade. Tandis que le public placé sur le terrain commençait à sauter au rythme de la musique, celui assis dans les tribunes a ressenti de fortes vibrations. Non seulement elles ont conduit le public à quitter les lieux, mais elles provoquèrent aussi quelques dommages à la structure du stade. Erlingsson et Bodare (1996) puis Erlingsson (1999) ont alors montré que l'énergie périodique produite par les sauts du public était transmise à la structure par l'intermédiaire du sol. Son action était par ailleurs favorisée par la proximité des fréquences des sauts et du sol. Cette configuration ne correspond pas à une interaction entre structures via le sol. Cependant, elle montre tout de même qu'une masse vibrante a un effet sur le comportement d'une structure légère. En présence de conditions favorables, il peut être significatif.

D'autre part, Kitada et al (1999) ont étudié sur un site expérimental les effets de l'interaction entre bâtiments. L'étude consistait à mettre en vibration une structure de référence à l'aide d'un excitateur placé au sommet. A chaque essai, son environnement proche était

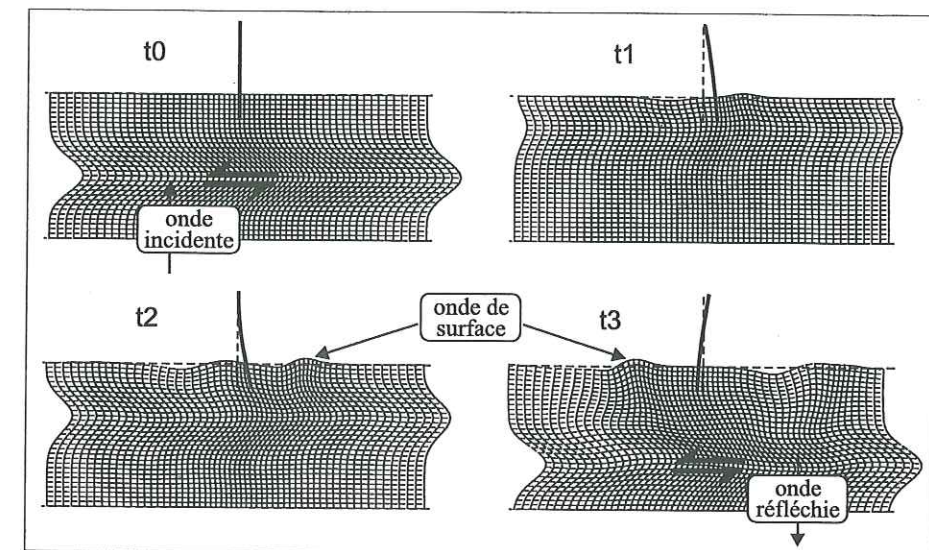


FIG. 5.1 – Exemple simple de l'effet de l'Interaction Sol-Structure-Sol, dans le cas d'un massif soumis à un mouvement horizontal imposé, dans lequel est enfouie une structure simplifiée (d'après Bisch et al., 1999).

modifié. Le comportement de la structure était d'abord analysé pour un environnement vierge. Puis, une structure identique était construite à proximité et ensuite une structure plus imposante. A chaque étape, ils ont observé que la réponse du bâtiment de référence était modifiée par rapport à celle du cas de la structure isolée. Plusieurs types de variations sont apparus, soit par décalage de la fréquence de résonance, soit par découplage de cette même fréquence en deux fréquences, soit par apparition de la fréquence de résonance du bâtiment annexe sur la réponse du bâtiment de référence.

Jusqu'à maintenant, les résolutions semi-analytiques présentées précédemment (Chaps. 2, 3 et 4) ne nous ont pas permis de prendre en compte la nature multiple de l'interaction entre structures. Nous avons donc décidé d'étudier ce phénomène par l'utilisation d'une méthode totalement numérique. Nous avons pour cela à notre disposition le code éléments finis CESAR-LCPC (Humbert, 1989). La Fig. 5.1 présente un exemple d'interaction cinématique structure-sol dans le cas d'un bâtiment modélisé par sa plus simple représentation, ayant une fondation enfouie dans un massif élastique. La présence de la structure crée une hétérogénéité à la surface du sol, qui génère une onde se propageant à la surface du sol. Outre l'intérêt scientifique, l'emploi des éléments finis en dynamique permet une représentation pédagogique des phénomènes mis en jeu.

Une première approche (Guéguen et al., 2000d) a été proposée pour vérifier l'efficacité de cette méthode appliquée aux problèmes d'interaction. Quelques exemples préliminaires

d'effets de l'interaction sol-structure (*ISS*) et de l'interaction sol-structure-sol (*ISSstS*) ont été étudiés. Dans le cas d'une sollicitation dynamique transmise à la structure par le sol, l'analyse de la propagation des ondes dans un demi-espace stratifié, de l'effet de l'*ISS* et de l'*ISSstS* ont donné des résultats cohérents avec ceux déduits de la théorie ou de l'état de nos connaissances à ce sujet. Par ailleurs, deux études préliminaires (Guéguen, 1999; 2000b) ont effectivement montré l'importance de l'environnement urbain sur le comportement d'une structure. Quelques indices laissent donc entrevoir certains paramètres favorables à l'interaction multiple, comme par exemple la rigidité du sol ou la géométrie des structures. Un complément d'analyse a donc été envisagé, principalement axé sur l'interaction produite entre structures, via le sol. Dans un souci de clarté, le processus de modélisation est rappelé, complété par l'introduction d'un amortissement qui n'avait pas été pris en compte dans les études préliminaires. La validité de la méthode des éléments finis pour l'analyse des problèmes d'interaction est d'abord vérifiée par l'étude des phénomènes d'*ISS* et d'*ISSstS*. Plusieurs systèmes sol-structure sont ensuite analysés, ainsi que différents environnements urbains.

5.2 Modélisation numérique

5.2.1 Formulation générale

La modélisation numérique est réalisée par la méthode des éléments finis (code CESAR-LCPC, Humbert, 1989). Le problème dynamique est résolu par intégration directe en temps. L'équilibre dynamique d'un domaine discrétisé par éléments finis (bidimensionnel, déformation plane) est obtenu à partir d'une description "milieu continu" et par application du principe des puissances virtuelles. En considérant l'ensemble du domaine discrétisé, on obtient la relation matricielle d'équilibre suivante (Clough and Penzien, 1975):

$$[M]\ddot{u} + [C]\dot{u} + [K]u = F(t) \quad (5.1)$$

où $[M]$, $[C]$ et $[K]$ sont respectivement les matrices de masse, d'amortissement visqueux et de raideur du système, $F(t)$ l'ensemble des efforts extérieurs appliqués au domaine et u le déplacement total. Dans le cas d'un problème linéaire, M , C et K restent constantes au cours du temps.

Pour formuler les équations qui gouvernent le système général sol-structure, on considère n_i le nombre de degrés de liberté à l'interface sol-structure, n_s le nombre de degrés de liberté de la structure, excluant n_i , et n_f le nombre de degrés de liberté dans le sol, excluant n_i . Dans le cas d'une sollicitation sismique, les équations du mouvement de la

structure peuvent ainsi être présentées sous forme matricielle (Clough et Penzien, 1975):

$$\begin{bmatrix} m_{ss} & m_{si} & 0 \\ m_{is} & m_{ii} & m_{if} \\ 0 & m_{fi} & m_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_i \\ \ddot{u}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} c_{ss} & c_{si} & 0 \\ c_{is} & c_{ii} & c_{if} \\ 0 & c_{fi} & c_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_s \\ \dot{u}_i \\ \dot{u}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} k_{ss} & k_{si} & 0 \\ k_{is} & k_{ii} & k_{if} \\ 0 & m_{fi} & m_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ u_i \\ u_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ F_i \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (5.2)$$

où

- les indices s , i et f représentent respectivement la structure, le contact sol-structure et le sol;
- le vecteur déplacement $(u_s, u_i, u_f)^T$ représente le déplacement total du système par rapport à un repère fixe;
- F_i représente les forces nodales totales développées par le sol au niveau de l'interface sol-structure.

La solution par intégration directe est ainsi obtenue à différents instants, en fonction des conditions aux limites et des états de chargement initiaux. Finalement, la résolution de l'Eq. 5.2 revient à résoudre un système d'équations algébriques linéaires.

5.2.2 Eléments finis en dynamique

L'utilisation des éléments finis appliqués à des problèmes dynamiques nécessite quelques précautions, qui ont fait l'objet d'études détaillées (Bamberger et al., 1980; Deracmacker et al., 1999). En particulier, Semblat (1998) a abordé les problèmes de dispersion et d'amortissement numériques.

La dispersion numérique est essentiellement due à un maillage trop grossier par rapport aux longueurs d'onde mises en jeu. Pour la limiter, et suivant la distance de propagation, il convient alors de respecter des tailles de mailles inférieures au dixième (voire au vingtième) de la longueur d'onde. Comme l'ont montré Ihlenburg et Bauska (1995) et Semblat et Brioi (2000), la dispersion numérique est plus forte avec des éléments de bas degré. Elle sera donc limitée par une configuration optimale choisie entre la taille et la précision des éléments.

L'amortissement numérique est lié à l'algorithme de résolution et sera donc plus ou moins important suivant celui utilisé. Il affecte directement l'amplitude de l'onde (Hughes, 1987).

Il est parfois utilisé volontairement pour éliminer par exemple des composantes hautes fréquences parasites (Semblat, 1998). Dans CESAR-LCPC (Humbert, 1989), l'algorithme de résolution utilisé est celui de Newmark dans le cas "non dissipatif" ($\beta = 0.25$ et $\gamma = 0.5$, Semblat, 1998) qui ne produit pas d'amortissement numérique.

D'autre part, les limites du modèle constituent des surfaces qui provoquent des réflexions artificielles. Pour les éliminer, il est possible de placer des frontières absorbantes, modélisées par des éléments spéciaux. Ils sont définis suivant les propriétés mécaniques du milieu et les caractéristiques de la sollicitation (Modaressi et al., 1992; Bisch et al., 1999). Une autre méthode consiste à étendre les dimensions du domaine en fonction de la durée d'observation. Elles sont choisies afin d'éviter le retour des réflexions sur la portion du modèle considérée. La résolution de l'équation générale 5.2 est alors obtenue en supposant des conditions de déplacement nuls aux limites extrêmes du modèle. Cette alternative peut convenir aux études qui font varier, dans un même domaine, les propriétés mécaniques des matériaux, ce qui nécessiterait alors d'ajuster les coefficients d'amortissement des frontières absorbantes à chaque élément du domaine discrétisé. La résolution de l'équation générale 5.2 sera alors obtenue en supposant des conditions de déplacement nulles aux limites extrêmes du modèle.

5.2.3 Amortissement

Pour étudier des problèmes dynamiques, qu'ils soient liés aux phénomènes de propagation d'ondes ou à la vibration des structures, des mécanismes de dissipation d'énergie doivent pouvoir être pris en compte. Outre la part d'atténuation géométrique due à l'expansion d'un front d'onde, une part d'atténuation matérielle existe. Cet amortissement représente la dissipation de l'énergie au cours du temps. En général, il s'agit d'un amortissement de type hystérétique, indépendant de la fréquence.

Dans le code CESAR-LCPC, nous pouvons imposer une matrice d'amortissement C à tous les matériaux qui constituent notre modèle. Sa formulation correspond à un amortissement de type Rayleigh qui permet la construction de C à partir des matrices de masse M et de rigidité K du système, telle que:

$$C = a_0 M + a_1 K \quad (5.3)$$

L'Eq. 5.3 est une formulation facile à utiliser. Elle rend la matrice d'amortissement diagonale dans la base des modes propres, ce qui simplifie la résolution numérique pour les problèmes de vibration des structures (Clough and Penzien, 1975).

L'amortissement de Rayleigh dépend de la fréquence (Fig. 5.2a). Il s'exprime comme:

$$2\zeta = \frac{a_0}{\omega} + a_1 \omega \quad (5.4)$$

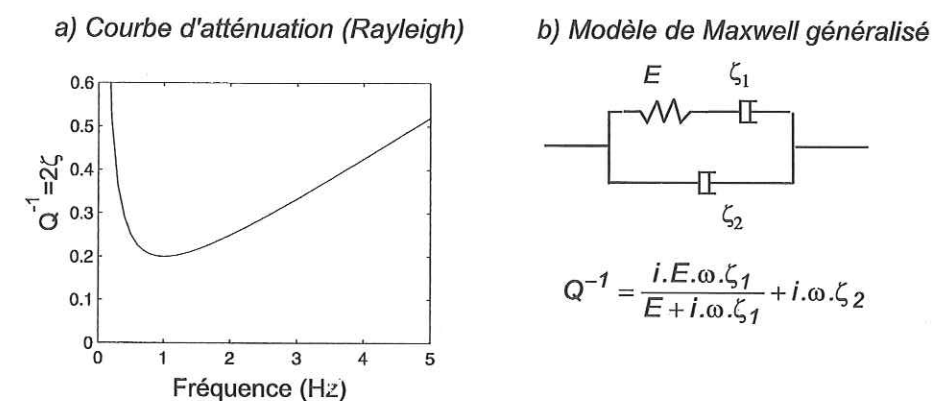


FIG. 5.2 – Variation du facteur d'amortissement ζ en fonction de la fréquence, pour la formulation de Rayleigh et modèle rhéologique équivalent, d'après Semblat (1997).

où ω est la pulsation circulaire et ζ le taux d'amortissement du système. Semblat (1997, 1998) a étudié l'interprétation rhéologique de l'amortissement de Rayleigh. Il a montré que pour les phénomènes de propagation, il peut être assimilé à un modèle de Maxwell généralisé (Fig. 5.2b). L'équivalence est valable pour des taux ζ faibles à modérés (Semblat, 1997). Dans ces conditions, une relation simple existe alors entre le taux d'amortissement ζ et le facteur de qualité Q :

$$Q^{-1} = 2\zeta \quad (5.5)$$

En sismologie, il est généralement plus courant d'employer les facteurs de qualité des ondes de compression P (soit Q_P) et de cisaillement S (soit Q_S). En dynamique des structures, l'amortissement est représenté par un taux ζ qui s'exprime en pourcentage. Il rend compte de l'état d'amortissement du système par rapport à son amortissement critique.

5.2.4 Nature de la sollicitation

L'objectif principal de cette étude est d'analyser l'influence de la vibration d'une structure sur les bâtiments qui l'environnent. La sollicitation que nous avons choisie correspond à une excitation extérieure, appliquée au sommet du bâtiment. Elle simule un essai de lâcher, c'est-à-dire une force horizontale relâchée brusquement, soit: à $t = 0$, $F_0(0) = F_0$; à $t + \delta t$, $F_0(t + \delta t) = 0$. Cela revient à considérer pour la résolution de l'Eq. 5.2 des états initiaux de chargement sur la structure tels que $u_s(0) \neq 0$ et $\dot{u}_s(0) = 0$. Tout au long de cette étude, la valeur de F_0 sera identique et égale à 1000N.

Le mouvement de la structure correspond ainsi à ses oscillations libres. Ce processus nous permettra de ne considérer dans le sol que l'effet des ondes provoquées par les vibrations des structures. Si une sollicitation via la fondation avait été choisie (par exemple, simu-

lée par un mouvement horizontal imposé à la base du massif), l'effet du bâtiment sur le mouvement sol aurait été du second ordre par rapport à celui provoqué par l'excitation. L'énergie relâchée aurait donc été noyée dans le mouvement incident et l'analyse en aurait été plus complexe.

5.3 Modélisation des systèmes sol-structure

5.3.1 Les immeubles

L'étude du comportement à base-fixe de chaque structure a été préalablement menée afin d'identifier leurs paramètres dynamiques. Cette première étape consistait à solliciter chaque immeuble fondé sur un milieu rigide (Fig. 5.3a): du point de vue de la modélisation, cela revient à bloquer les déplacements des nœuds d'interface entre le sol et la fondation.

Les immeubles ont été modélisés par des éléments de massif. Une étude numérique préliminaire (Guéguen et al., 2000d) a montré que cette représentation, la plus simple qui soit, reproduisait de manière satisfaisante le comportement global des structures, dans le cas où on veut simuler les phénomènes d'interaction sans s'intéresser au détail de la répartition des contraintes dans l'immeuble. Elle a permis aussi de définir les caractéristiques élastiques des éléments de massif les mieux adaptées.

Comme une structure se compose de plusieurs matériaux de comportement différent, des paramètres élastiques homogènes ont été testés, qui devaient notamment rendre compte de la présence des vides. Une densité globale de $0.3t/m^3$ a ainsi été choisie pour toutes les structures, ainsi qu'un module d'élasticité (module d'Young) de $7.5610^7 Pa$ et un coefficient de Poisson de 0.25. Ceci nous amène à considérer une vitesse de propagation des ondes de cisaillement β_1 dans les éléments de massif de l'ordre de $300m/s$. Cette valeur est comparable à celle déduite de l'association de la relation proposée par Farsi (1996), qui exprime la période d'un bâtiment en fonction de sa hauteur (soit $H/100$), à celle correspondante à la période d'un sol d'épaisseur H (soit $4H/\beta$), ce qui nous donne une vitesse de l'ordre de $400m/s$.

Dix classes de bâtiments ont été testées, qui présentent des dimensions et des systèmes de fondations (enfouie ou superficielle) variables (Tab. 5.1). Elles ont été choisies de manière à simuler des structures de dimensions réalistes. Elles devaient par ailleurs être suffisamment différentes les unes des autres pour nous permettre de mener à bien l'étude paramétrique envisagée. Néanmoins, une seule profondeur d'enfouissement D est considérée, qui représente un encastrement dans le sol de 10m.

Nous avons ainsi obtenu la fréquence fondamentale f_1 de vibration de chaque structure à base-fixe, ce qui nous a permis d'attribuer à chacune un taux d'amortissement propre ζ_1 ,

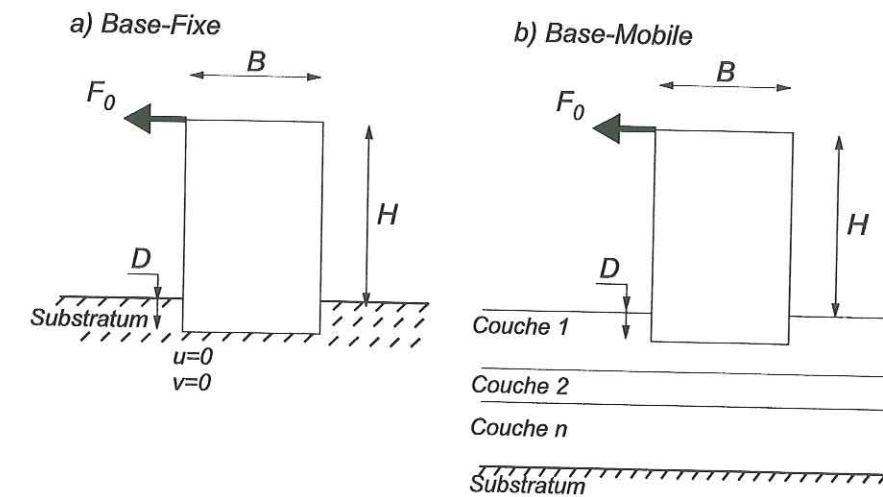


FIG. 5.3 – Vue synthétique de la modélisation utilisée pour étudier le comportement à base fixe (a) et à base mobile (b) des structures. B , H et D correspondent respectivement à la largeur, la hauteur et l'encastrement de la structure. F_0 est la sollicitation impulsionnelle horizontale ($F_0 = 1000N$).

Bâtiment	B (m)	H (m)	D (m)	a_0, a_1	f_1	ζ_1 (%)
B1E	10	20	10	0.011	1.64	5.2
B1S			0		1.67	5.8
B2E	20	40	10	0.020	0.88	5.4
B2S			0		0.90	5.8
B3E	40	40	10	0.015	1.25	6.2
B3S			0		1.32	6.5
B4E	40	50	10	0.020	0.93	5.8
B4S			0		0.98	6.1
B5E	40	60	10	0.048	0.70	12.0
B5S			0		0.74	12.7

TAB. 5.1 – Caractéristiques des structures modélisées. B , H et D représentent respectivement la largeur, la hauteur et l'encastrement des bâtiments bidimensionnels. $a_0 (= a_1)$ sont les coefficients de la formulation de l'amortissement de Rayleigh. f_1 et ζ_1 sont respectivement la fréquence et l'amortissement des structures à base fixe, déduits de la modélisation (voir texte).

puisque dans l'expression de Rayleigh, ζ_1 dépend de la fréquence (Tab. 5.1). Ces amortissements ont été choisis de façon à représenter des amortissements courants, observés pour des bâtiments réels. Nous avons néanmoins attribué des taux différents d'une structure à l'autre. Nous avons choisi d'appliquer dans l'Eq. 5.4 le même coefficient aux matrices de

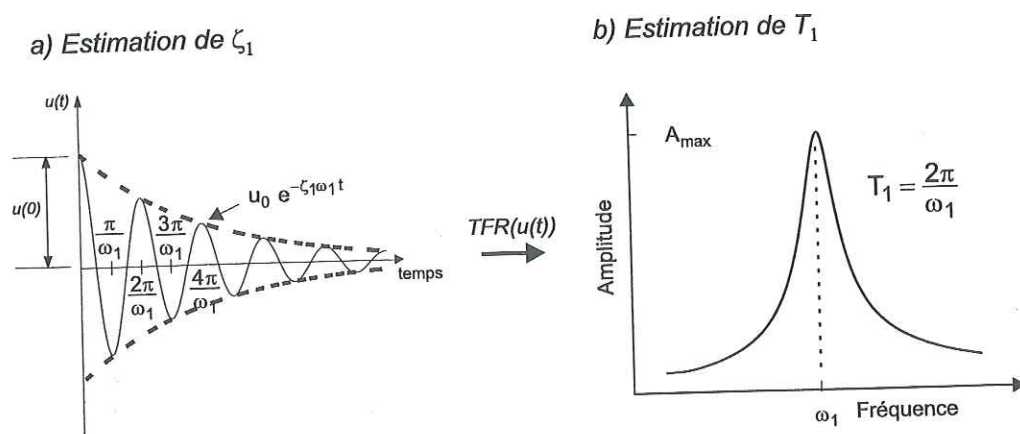


FIG. 5.4 – Estimation de l'amortissement (a) et de la fréquence amortie (b) de la structure en oscillation libre sous-amortie.

masse et d'amortissement, c'est-à-dire $a_1 = a_0$.

Les fréquences ont été obtenues en calculant la transformée de Fourier rapide (TFR) du déplacement calculé au point sommet de chaque structure. La fréquence fondamentale est caractérisée par l'amplitude maximale du spectre (Fig. 5.4b). Pour des bâtiments courants, une relation approximative permet d'estimer cette fréquence en fonction du nombre d'étages N , soit $f = 10/N$. Un bâtiment de 40m de hauteur (soit environ 10 étages) a une fréquence estimée de l'ordre de 1Hz, comme celle calculée pour le bâtiment B2E de hauteur $H = 40m$. On s'aperçoit ainsi que la fréquence des bâtiments modélisés par des éléments de massif est, dans une première approche, du même ordre de grandeur que celle observée dans la réalité, pour des structures de dimensions équivalentes de type portique (Tab. 5.1).

Quant à l'amortissement, il a été obtenu à partir des déplacements temporels (Fig. 5.4a). D'après Clough et Penzien (1975), l'amplitude du déplacement sommital d'une structure, en régime d'oscillations libres, diminue avec le temps en fonction du coefficient d'amortissement ζ_1 , de la façon suivante (Clough and Penzien, 1975):

$$\ln|u^T(t)| = \ln u(0) \zeta_1 \omega_1 t \quad (5.6)$$

où $\omega_1 = 2\pi f_1$ correspond à la pulsation circulaire de la structure. Pour un système sous-amorti, l'amortissement est proportionnel à la pente de décroissance de la courbe enveloppe du déplacement sommital $u^T(t)$, représentée dans un repère semi-logarithmique (soit le décrement logarithmique), et qui, dans le cas des oscillations libres, oscille de part et d'autre de la position d'origine à la fréquence amortie d'oscillation. Les amortissements ainsi calculés sont raisonnables et du même ordre de grandeur que ceux que l'on pourrait observer sur des bâtiments courants (Tab. 5.1).

Profil	Couche	$\beta_s (m/s)$	$\rho (t/m^3)$	$E (10^8 Pa)$	ν	$z (m)$
I	1	100	1.50	0.38	0.25	0
II	1	150	1.50	0.84	0.25	0
III	1	200	1.50	1.50	0.25	0
	2	250	1.80	2.81	0.25	25
	3	300	2.00	4.50	0.25	45
	4	330	1.95	5.31	0.25	85
	5	460	2.10	11.0	0.25	130
	6	600	2.00	18.0	0.25	195

TAB. 5.2 – Caractéristiques du demi-espace stratifié plan utilisé dans notre modèle (Fig. 5.3b). β , ρ , E et ν correspondent respectivement à la vitesse des ondes de cisaillement, à la densité, au module d'élasticité (ou module d'Young) et au coefficient de Poisson des différentes strates. z représente la position du toit de la couche.

5.3.2 Le sol

Comme la plupart des sites urbains occupent des remplissages sédimentaires, trois profils de sol ont été testés (Tab. 5.2). Ils sont tous constitués de couches stratifiées en plan à la surface, qui reposent sur un espace plus rigide représentant le substratum rocheux (Fig. 5.3b). Afin de s'affranchir des réflexions sur les limites extrêmes du modèle, nous avons étendu ses dimensions dans les deux directions. Les extensions latérale et verticale sont ainsi supposées infinies. D'autre part, le contact entre la structure et le sol est considéré parfaitement élastique. La couche superficielle est suffisamment épaisse ($H_s = 25m$) pour que les fondations soient en totalité enfouies dans une seule formation.

Plusieurs modèles ont été testés pour lesquels varient uniquement les caractéristiques de la première stratification (Tab. 5.2). C'est en effet celle-ci qui influencera la réponse de la structure. L'utilisation de CESAR-LCPC nous impose un coefficient d'amortissement global appliqué à tous les matériaux constitutifs du modèle. Ceci peut paraître singulier. Cependant, malgré des différences suivant leur nature, l'amortissement des ondes peut être de l'ordre de 5% dans des matériaux pulvérulents. Ce coefficient est du même ordre de grandeur que celui des bâtiments. D'autre part, les premiers résultats obtenus par éléments finis (Guéguen et al., 1999; 2000b) ont montré que, à cause de la stratification, l'énergie produite par la vibration de la structure, et relâchée sous forme d'ondes, est essentiellement piégée à la surface dans les premiers mètres du profil. La valeur de l'amortissement appliqué au sol (et au bâtiment) sera donc représentative des formations superficielles. Elle évoluera cependant suivant la fréquence des ondes, qui sera elle-même fonction de celle du bâtiment.

5.4 Effet de l'ISS

La première étape de cette étude consiste à reconnaître chaque système sol-structure par sa fréquence et son amortissement. On sait que le comportement d'un système sol-structure varie suivant la nature du sol et le système de fondation. C'est l'effet principal de l'ISS, qui a été largement étudié (par exemple, Merrit et Housner, 1954; Jennings et Bielak, 1973; Stewart et al., 1999a; 1999b). Todorovska et Trifunac (1992) ont en particulier montré que l'amortissement, la fréquence et l'amplitude du pic de fréquence du système sol-structure dépendaient certes de la rigidité du sol de fondation, mais aussi de la géométrie de la structure (et donc de sa masse).

L'analyse de la réponse de chaque système (Tabs. 5.1 et 5.2) a donc été réalisée suivant le principe montré Fig. 5.3b. La structure repose sur ou dans la couche de sol la plus superficielle (numéro 1). Les trois jeux de paramètres qui la caractérisent ont été testés (Tab. 5.2), correspondant aux profils I, II et III.

Les courbes de la Fig. 5.5a présentent quelques exemples du mouvement horizontal $u^T(t)$ calculé au sommet des structures. Tout d'abord, on vérifie que la taille de notre modèle par rapport au temps d'observation évite des mouvements parasites à la fin des signaux. Qualitativement, on remarque que le comportement des systèmes sol-structure sont cohérents avec ce que l'on peut observer dans la réalité. Les déplacements sont monochromatiques. Leur amplitude diminue avec le temps en fonction d'un coefficient d'amortissement que l'on peut calculer comme pour le comportement à base fixe (Eq. 5.6). Dans un repère semi-logarithmique, nous avons représenté Fig. 5.6 la décroissance de la courbe enveloppe de l'amplitude de $u^T(t)$, qui met en évidence le coefficient d'amortissement.

La réponse spectrale de chaque structure est obtenue par transformée de Fourier de $u^T(t)$. On superpose Fig. 5.5b le comportement à base-fixe aux comportements à base-mobile, pour les trois profils de sol. Sur les trois exemples de bâtiments choisis, la réponse dépend du sol de fondation. En effet, comme nous l'espérons, la fréquence de résonance \tilde{f} des systèmes sol-structure augmente avec la rigidité de la fondation, c'est-à-dire avec la vitesse des ondes S , et tend vers la fréquence à base-fixe f_1 . C'est une des caractéristiques principales de l'effet de l'ISS.

Par contre, l'évolution de l'amplitude du pic varie suivant la structure. Alors qu'elle diminue quand la rigidité du sol augmente pour les structures B2S et B5S, elle semble inchangée pour la structure B1E. Outre le système de fondation, l'élancement et la masse diffèrent d'une structure à l'autre. Ce sont les principaux éléments avancés par Todorovska et Trifunac (1992) pour contraindre les amplitudes des pics des fréquences de résonance. Nous présentons Tab. 5.3 la synthèse des fréquences et des amortissements des systèmes sol-structure, obtenus par la méthode des éléments finis.

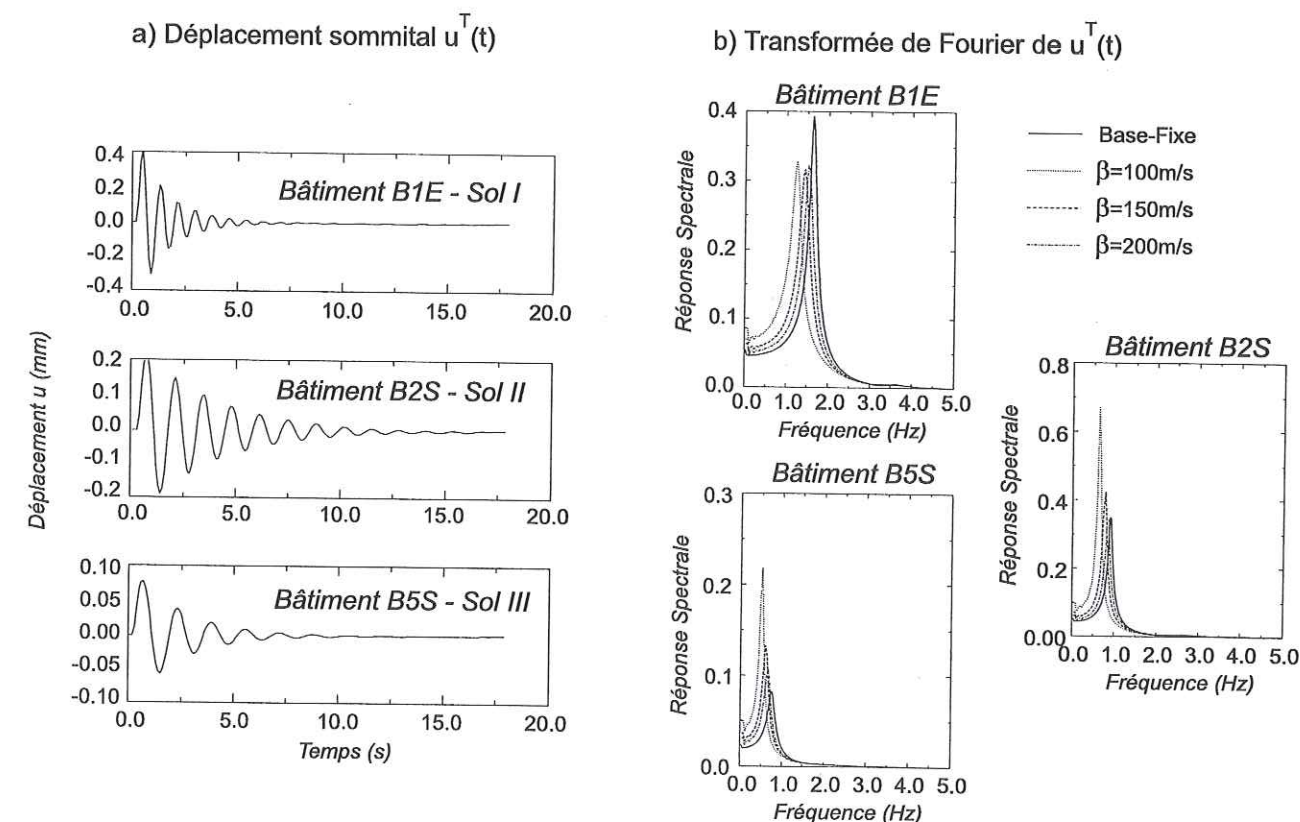


FIG. 5.5 – a) Exemples de déplacement horizontal temporel $u^T(t)$ calculé au sommet des bâtiments. b) Transformées de Fourier de $u^T(t)$ pour les bâtiments B1E, B2S et B5S. Les réponses correspondant aux différents systèmes sol-structure sont superposées à celle du comportement à base fixe pour montrer l'effet de l'ISS.

Pour représenter l'importance de l'interaction, on peut aussi s'appuyer sur les travaux présentés par Veletsos et Nair (1975) et Bielak (1975). Dans ces études tridimensionnelles, ils ont montré que la variation de \tilde{f} par rapport à f_1 dépendait de l'élancement du bâtiment, du coefficient de Poisson, de l'amortissement du sol et d'un paramètre sans dimension σ . Ce dernier mesure le rapport des rigidités du sol et de la structure, soit:

$$\frac{1}{\sigma} = \frac{H \cdot f_1}{\beta} \quad (5.7)$$

avec β la vitesse des ondes de cisaillement dans la première couche de sol. Ils considèrent aussi que l'amortissement base-mobile $\tilde{\zeta}$ englobe les effets de l'amortissement de la structure ζ_1 et ceux de la déperdition d'énergie provoquée par radiation et hystérésis dans le

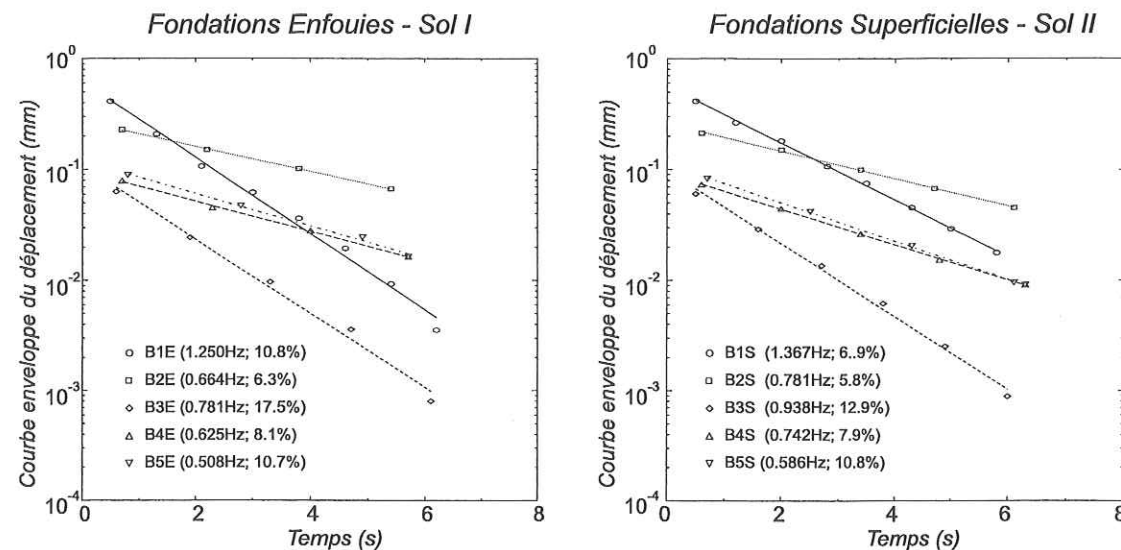


FIG. 5.6 – Exemples de courbes enveloppes de la décroissance de l'amplitude du mouvement sommital $u^T(t)$ pour les profils de sol I et II. Les valeurs d'amortissement sont calculées à partir des pentes des régressions linéaires (lignes) et des fréquences \tilde{f} pointées sur les spectres de réponse des systèmes (voir Fig. 5.5b).

Sol	Bâtiment	\tilde{f} (Hz)	f_1 (Hz)	$\tilde{\zeta}$ (%)	ζ_1 (%)	Bâtiment	\tilde{f} (Hz)	f_1 (Hz)	$\tilde{\zeta}$ (%)	ζ_1 (%)
I	B1E	1.25	1.64	10.8	5.2	B1S	1.17	1.67	8.1	5.8
II		1.45		8.7			1.37		6.9	
III		1.52		6.9			1.45		6.3	
I	B2E	0.66	0.88	6.3	5.4	B2S	0.63	0.90	5.4	5.8
II		0.78		6.4			0.78		5.8	
III		0.86		6.3			0.86		6.1	
I	B3E	0.78	1.25	17.5	6.3	B3S	0.74	1.32	11.9	6.5
II		0.94		14.6			0.94		12.9	
III		1.09		12.3			1.06		12.2	
I	B4E	0.63	0.93	8.1	5.8	B4S	0.63	0.98	6.5	6.1
II		0.78		8.5			0.74		7.9	
III		0.82		8.8			0.82		8.3	
I	B5E	0.51	0.70	10.7	12.0	B5S	0.51	0.74	8.9	12.7
II		0.63		11.0			0.59		10.8	
III		0.66		11.9			0.66		11.3	

TAB. 5.3 – Synthèse des fréquences (\tilde{f}) et des amortissements ($\tilde{\zeta}$) des systèmes sol-structure. Pour mémoire sont rappelés les fréquences f_1 et les amortissements ζ_1 qui correspondent aux comportements à base-fixe.

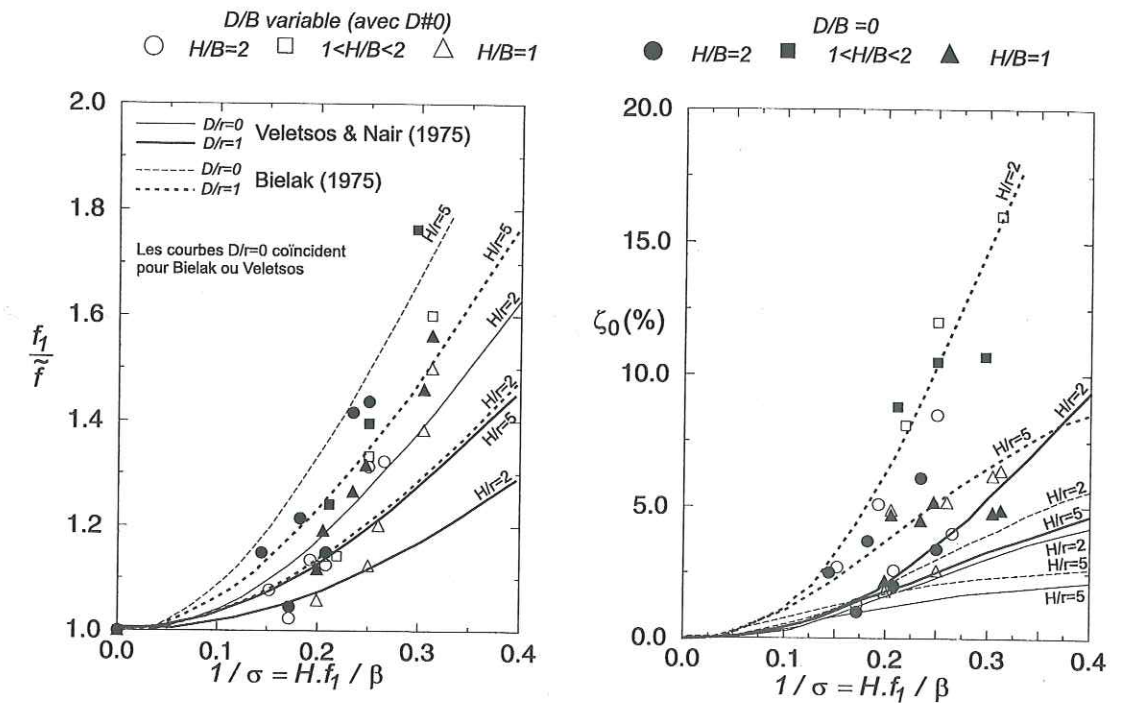


FIG. 5.7 – Variations de f_1/\tilde{f} et de ζ_0 en fonction de $1/\sigma$, de l'élancement H/B et de l'encastrement D/B des structures (Tab. 5.1) obtenus par la méthode des éléments finis (symboles). f_1 et \tilde{f} correspondent respectivement aux fréquences base-fixe et base-mobile des systèmes sol-structure. Les résultats de Bielak (1975) et de Veletsos et Nair (1975) sont superposées (traits).

sol. Veletsos et Nair (1975) expriment alors $\tilde{\zeta}$ par:

$$\tilde{\zeta} = \zeta_0 + \frac{\zeta_1}{\left(\frac{f_1}{\tilde{f}}\right)^3} \quad (5.8)$$

dans laquelle ζ_0 représente le facteur d'amortissement lié à la fondation.

Pour chaque structure, nous avons représenté Fig. 5.7 l'évolution de f_1/\tilde{f} et de ζ_0 en fonction de $1/\sigma$. Dans notre étude, ζ_0 est calculé à partir des valeurs de $\tilde{\zeta}$ et de f_1/\tilde{f} obtenues par la méthode des éléments finis, introduites dans l'Eq. 5.8. Nous avons séparé le cas des fondations enfouies de celui des fondations superficielles et adapté notre représentation suivant l'élancement des structures. Comme l'ont montré Veletsos et Nair (1975) et Bielak (1975), le rapport des rigidités $1/\sigma$ est un facteur important qui contrôle la variation de \tilde{f} par rapport à f_1 . Pour une valeur donnée de $1/\sigma$ de notre étude, f_1/\tilde{f} augmente quand la structure possède une fondation superficielle plutôt qu'enfouie et quand son élancement est important. Même si notre approche est bidimensionnelle, cette variation est cohérente

à celle présentée par Veletsos et Nair (1975) et Bielak (1975) pour des études tridimensionnelles.

D'autre part, pour les systèmes sol-structures Tab. 5.3, ζ_0 augmente avec $1/\sigma$ et l'enfouissement (Fig. 5.7). Pour une valeur donnée de $1/\sigma$, ζ_0 augmente quand l'élancement diminue. Cependant, il faut noter que, de part la méthode de prise en compte de l'amortissement dans CESAR-LCPC, l'amortissement du sol et de la structure varie suivant la fréquence du système sol-structure. Il n'est donc pas possible de comprendre par ces résultats comment l'ISS influence le taux d'amortissement. Il faudrait pour cela avoir la possibilité d'utiliser un mécanisme de déperdition d'énergie invariable avec la fréquence, comme par exemple les mécanismes de relaxation multiple utilisés dans les méthodes de différences finies.

Malgré tout, les résultats de la modélisation sont satisfaisants. Ils sont cohérents à ceux présentés par Veletsos et Nair (1975) et Bielak (1975). Les ordres de grandeur sont également respectés (Fig. 5.7), ce qui confirme l'efficacité des éléments finis pour représenter l'effet de l'ISS, et en particulier la modélisation bidimensionnelle des structures par éléments de massif.

5.5 Effet de l'IS_tS

Plusieurs études récentes ont montré que la vibration d'une structure perturbait le sol, jusqu'à des distances de l'ordre de 10 fois la fondation. Guéguen (1995), Bard et al. (1996) puis Guéguen et al. (2000a, Chap. 2) et dernièrement Favela et Heaton (2000) ont en particulier montré qu'une partie de l'énergie de vibration est relâchée dans le sol sous forme d'ondes sismiques. En temps, elles diminuent proportionnellement à l'amortissement du système vibrant tandis qu'en espace, leur décroissance géométrique tridimensionnelle est proche de celle des ondes de volume ($1/r$) en champ proche, et des ondes de surface ($1/\sqrt{r}$) en champ lointain. D'autre part, elles se propagent à la fréquence du système sol-structure.

Ces études ont également montré que l'effet de l'IS_tS est exacerbé par la présence d'un milieu stratifié, présentant de forts contrastes d'impédance, ce qui favorise le piégeage de l'énergie dans les couches supérieures. Ces effets sont d'autant plus importants que la fréquence du système est proche de celle du sol.

Le mouvement du sol en champ libre est alors calculé pour tous les systèmes sol-structure modélisés. La Fig. 5.8 présente deux exemples de déplacements $u^j(t)$ calculés à la surface du sol et à différentes distances j de la fondation. Outre le décalage en temps de la première arrivée de l'onde, les traces reproduisent parfaitement le contenu fréquentiel du système sol-structure excité. La décroissance en temps des déplacements $u^j(t)$ et son

contenu fréquentiel sont équivalents à l'amortissement et à la fréquence du déplacement $u^T(t)$ calculé au sommet du système vibrant. D'autre part, l'amplitude maximale du mouvement du sol en champ libre décroît en fonction de la distance considérée. A 80 mètres de distance, l'amplitude correspond à 1.5% et 1.9% du mouvement calculé au sommet des structures, respectivement pour le cas B2E et B1S. On observe par ailleurs une décroissance spatiale plus importante pour la structure B2E que pour la structure B1S.

On s'aperçoit en plus que la même valeur de la force d'excitation F_0 engendre des amplitudes de déplacement différentes à proximité de chaque système. Ceci est une conséquence de la géométrie variable des structures, et en particulier de leur hauteur. Par exemple, le système B1S-SolI génère une onde d'amplitude deux fois plus importante que B2E-SolI, ce rapport étant conservé si on compare le déplacement sommital des deux systèmes (Fig. 5.8). L'importance de l'IS_tS est donc fonction des caractéristiques du système sol-structure, et par conséquent de l'amplitude du mouvement au sommet du bâtiment.

Ayant à notre disposition plusieurs configurations sol-structure, l'importance de l'IS_tS est analysée en fonction des paramètres des systèmes sol-structure étudiés par la méthode des éléments finis. Bard et al. (2000) puis Guéguen et al. (2000e, Chap. 4) ont exprimé (analytiquement) et validé (numériquement) une expression pour connaître, sur un site urbain quelconque, dans quelle mesure le mouvement de la ville peut contaminer le mouvement sismique du sol. Basée sur des considérations énergétiques, cette relation s'exprime par le rapport des énergies cinétiques du bâti Ek_b et du remplissage sédimentaire Ek_s , soit Ek_b/Ek_s . Ils ont ainsi montré que l'importance de l'effet de la ville dépendait:

1. de la densité urbaine représentée par le rapport entre la surface total du bâti S_i et la surface totale de la zone étudiée S_s ;
2. du contraste de rigidité entre la ville et le sol, exprimé par la hauteur du bâti H_i divisée par l'épaisseur du remplissage sédimentaire H_s ;
3. du critère de résonance, pris en compte par le carré du rapport des fréquences du sol f_s et du bâti \tilde{f}_i .

Pour une ville constituée de n bâtiments, elle s'exprime par:

$$\frac{Ek_b}{Ek_s} \approx \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{H_s} \cdot \frac{S_i}{S_s} \cdot \left(\frac{f_s}{\tilde{f}_i} \right)^2 \quad (5.9)$$

Cette expression a été appliquée avec succès à un modèle tridimensionnel (Guéguen et al., 2000e, Chap. 4). Ils ont en particulier montré que dans le cas de Mexico, Ek_b/Ek_s était de l'ordre de 0.1, ce qui induisait une énergie du champ d'onde provoqué par la vibration de l'urbain du même ordre de grandeur que le mouvement sismique incident.

La relation Eq. 5.9 est ainsi adaptée à notre étude numérique, de façon à reproduire le

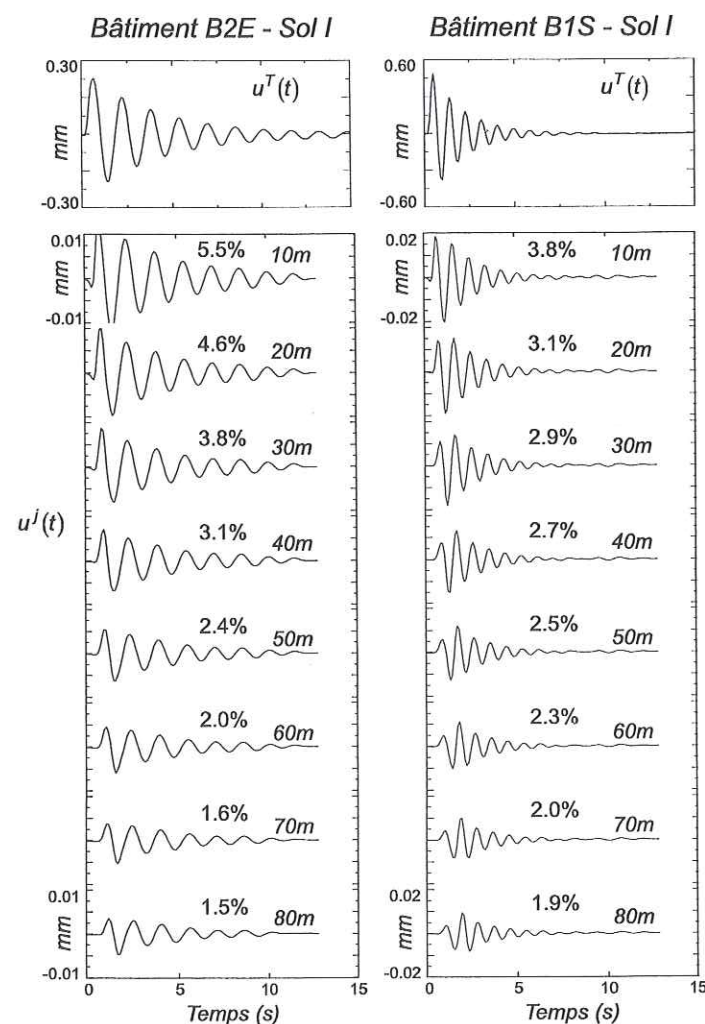


FIG. 5.8 – Exemples de mouvement à la surface du sol, calculé à différentes distances d'un bâtiment soumis à une sollicitation de type essai de lâcher. Le signal de la première rangée correspond au déplacement total $u^T(t)$ calculé au sommet des systèmes B2E-SolI et B1S-SolI (Tabs. 5.1 et 5.2). Les valeurs reportées à droite de chaque trace correspondent à l'amplitude maximale du mouvement en champ libre exprimée en pourcentage de l'amplitude maximale au sommet de la structure.

caractère bidimensionnel de l'analyse et l'unicité du bâtiment. On peut alors se trouver dans trois situations différentes:

1. la fréquence du système sol-structure est inférieure à celle du sol, c'est-à-dire $\tilde{f}_i < f_s$;
2. il y a résonance entre le système et le sol, soit $\tilde{f}_i = f_s$;
3. la fréquence du sol est inférieure à celle du système, c'est-à-dire $\tilde{f}_i > f_s$.

Afin de connaître à quelle situation correspond chaque système de l'étude numérique, la Fig. 5.9 présente la position de \tilde{f}_i par rapport à f_s . Cette dernière est obtenue par le spectre de réponse des profils de sol, calculé par la méthode des coefficients de réflexion et de transmission proposée par Kennett (1974) pour des modèles unidimensionnels (1D). On s'aperçoit que pour les trois profils analysés, les systèmes sol-structure se distribuent de part et d'autre de la fréquence d'amplification maximale du sol, que l'on assimilera à f_s .

Les réponses des remplissages font également apparaître une fréquence plus basse f_s^* , d'amplitude moins élevée. Elle correspond à la réponse de la totalité du profil. Il est possible d'estimer approximativement cette fréquence par la relation suivante:

$$f_s^* = \frac{\beta^*}{4.H_s^*} \quad (5.10)$$

dans laquelle:

- $H_s^* = \sum_{i=1}^n H_{si}$
- $\beta^* = \sum_{i=1}^n \frac{H_{si}\beta_i}{H_s^*}$

D'après les valeurs du Tab. 5.2, les f_s^* sont respectivement égales à 0.41, 0.42 et 0.43Hz pour les profils I, II et III.

Par analogie avec l'Eq. 5.9, l'importance de l'ISTS calculée par la méthode des éléments finis doit donc tenir compte:

- d'une "densité urbaine" bidimensionnelle, calculée en fonction de la distance d'observation du champ rayonné (L) par rapport à la dimension latérale de la structure (B). Elle est représentée par $B/(B + L)$.
- du phénomène de résonance entre le sol et la structure. Comme ce qui est illustré par la Fig. 5.9, deux valeurs de fréquence du sol ont été considérées qui correspondent soit à la réponse de la formation superficielle (f_s), soit à la réponse de la totalité du profil (f_s^*).
- du contraste de rigidité entre la structure et le sol, qui sera représenté par H/H_s ou H/H_s^* suivant le cas considéré.

Puisque l'amplitude du champ d'onde dépend de la vibration de la structure (Fig. 5.8), l'ISTS doit être exprimée par rapport à la source excitatrice, qui dans notre cas correspond au déplacement $u^T(t)$. Comme l'onde se propage dans le sol à la fréquence du bâtiment, l'importance de l'ISTS est alors caractérisée par le rapport du carré des amplitudes spectrales maximales obtenues par transformée de Fourier des mouvements $u^T(t) (= U^T(\tilde{f}))$ et

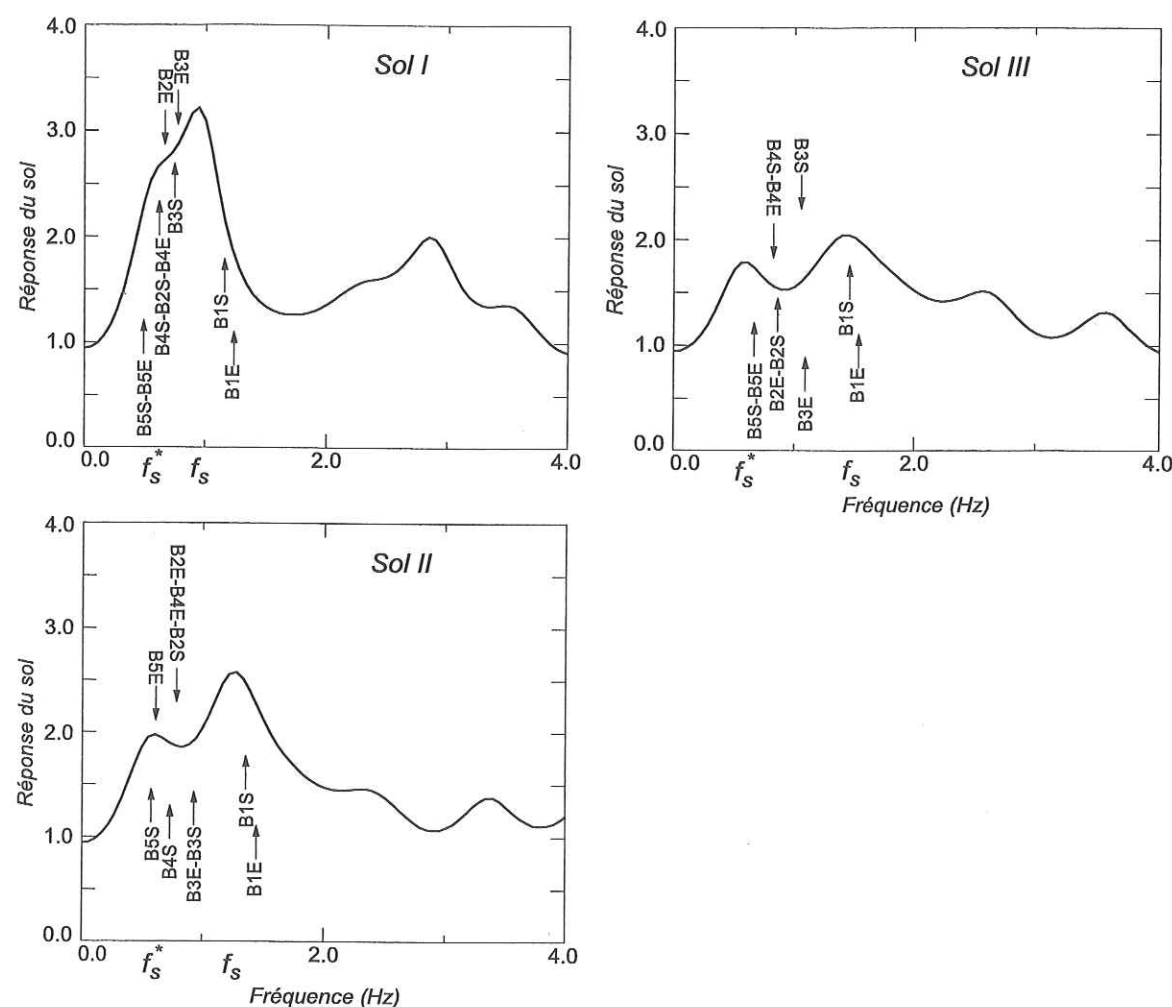


FIG. 5.9 – Réponse 1D des modèles de sol I, II et III (Tab. 5.2) calculée par la méthode des coefficients de réflexion et de transmission (Kennett, 1974). La position des fréquences des systèmes sol-structure (Tab. 5.3) est repérée par des flèches.

$u^j(t) (= U^j(\tilde{f}))$, soit $(U^j(\tilde{f})/U^T(\tilde{f}))^2$.

A partir des résultats de la modélisation, une loi puissance est établie pour représenter la variation de l'ISTS en fonction de la "densité urbaine", du contraste de rigidité et du critère de résonance. Elle est obtenue par moindres carrés, à partir du système d'équations linéaires:

$$\gamma_1 \cdot \log\left(\frac{H_i}{H_s}\right) + \gamma_2 \cdot \log\left(\frac{B_i}{B_i + L_j}\right) + \gamma_3 \cdot \log\left(\frac{f_s}{\tilde{f}_i}\right) + \gamma_4 = \log\left(\frac{U^j(\tilde{f}_i)}{U^T(\tilde{f}_i)}\right)^2 \quad (5.11)$$

Ce système est surdéterminé (n équations, m inconnues, $n > m$). Une solution est obtenue qui vérifie approximativement chaque équation. Au sens des moindres carrés, le système

peut s'écrire sous la forme matricielle:

$$A \cdot x = B \quad (5.12)$$

avec A une matrice $n \times m$, B un vecteur n et x un vecteur m .

Finalement, l'expression Eq. 5.11 est de la forme:

$$\left(\frac{H_i}{H_s}\right)^{\gamma_1} \cdot \left(\frac{B_i}{B_i + L_j}\right)^{\gamma_2} \cdot \left(\frac{f_s}{\tilde{f}_i}\right)^{\gamma_3} \cdot \alpha = \left(\frac{U^j(\tilde{f}_i)}{U^T(\tilde{f}_i)}\right)^2 \quad (5.13)$$

avec $\alpha = e^{\gamma_4}$.

Le résultat de cette analyse est présenté Fig. 5.10. Deux cas sont envisagés, pour lesquels on considère soit la réponse du profil entier de sol (i.e., $f_s = f_s^*$ et $H_s = H_s^*$), soit la réponse de la couche la plus superficielle (i.e., $f_s = f_s$ et $H_s = H_s$). On s'aperçoit ainsi que la dispersion des résultats est plus grande dans le cas où la totalité du profil est prise en compte. L'erreur est calculée à partir des triplets de données numériques, en calculant le décalage du résultat numérique par rapport à la courbe obtenue par moindres carrés. Ceci nous confirme ainsi que l'énergie de radiation créée par l'ISTS se propage essentiellement dans les premières formations superficielles du sol. Cette caractéristique valide entre autres la méthode de prise en compte de l'amortissement, puisque seule la première couche du profil interviendra dans l'ISTS.

La signification de la valeur des coefficients γ est à considérer avec précaution. En particulier, la gamme de variation des rapports f^*/\tilde{f} n'est pas suffisamment large pour contraindre correctement la valeur du coefficient γ_3 . Cependant, on s'aperçoit que l'importance de l'ISTS est étroitement liée aux trois quantités précédemment citées, comme Bard et al. (2000) puis Guéguen et al. (2000e, Chap. 4) l'avaient montré. L'ISTS sera donc d'autant plus importante que la couche de sol sera petite par rapport à la hauteur du bâtiment, que le critère de résonance sera vérifié et que la surface de sol occupée par le bâtiment sera importante.

Ces résultats confirment ainsi que la méthode des éléments finis permet de rendre compte de l'interaction qui existe entre le mouvement d'un bâtiment et celui du sol. Les calculs ont en particulier donné des résultats cohérents avec ceux qui avaient été obtenus par des approches analytiques.

5.6 Effet de l'ISTSST

Puisque l'utilisation des éléments finis semble reproduire de manière satisfaisante les effets de l'ISS et de l'ISTS, nous avons décidé de poursuivre notre étude par l'analyse de l'effet que peut produire la vibration d'un bâtiment sur son environnement urbain, via le

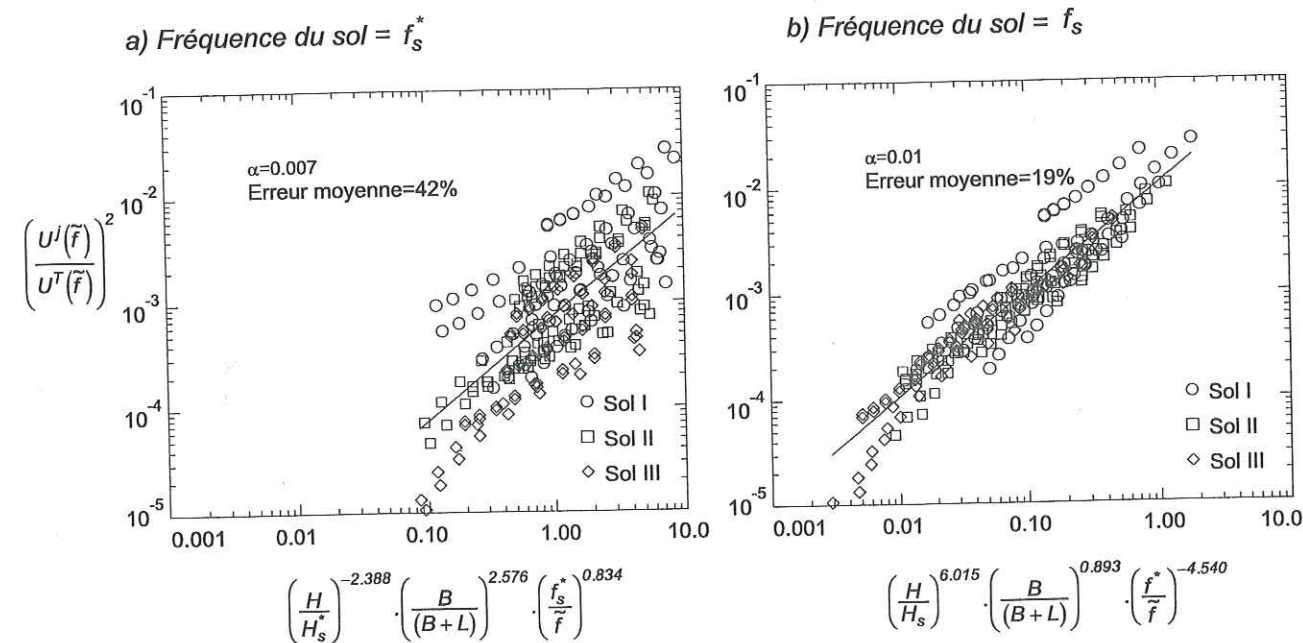


FIG. 5.10 – Importance de l'ISTS en fonction du rapport des quantités H/H_s , f_s/\tilde{f} et $B/(L+B)$. L'importance de l'ISTS est caractérisée par l'amplitude spectrale maximale en champ libre $U^j(\tilde{f})$, normalisée par rapport au mouvement sommital de la structure $U^T(\tilde{f})$. Pour notre modèle bidimensionnel, considérant une structure isolée, l'ISTS est fonction de la hauteur du bâtiment H , de l'épaisseur de la couche supérieure H_s , de la largeur du bâtiment B , de la distance du point d'observation en champ libre L et du critère de résonance entre la fréquence du sol f_s et celle du bâtiment \tilde{f} . a) Cas où f_s correspond à la réponse du remplissage total ($f_s = f_s^*$ et $H_s = H_s^*$). b) Cas où f_s correspond à la réponse de la couche superficielle ($f_s = f_s$ et $H_s = H_s$) (α représente la pente de la droite des moindres carrés).

sol, ce que nous avons défini comme l'Interaction Structure-Sol-Structure (ISTSST).

A partir de la connaissance des modèles sol-structure précédents, nous avons choisi de mener une étude paramétrique. Elle consiste à étudier le comportement de deux structures proches l'une de l'autre. Pour cela, nous avons considéré la structure B2E (Tab. 5.2) comme structure de référence, ou structure active (indice a) (Fig. 5.11). Elle est excitée par la force horizontale F_0 ($=1000\text{N}$). Son environnement urbain est modifié, en plaçant à différentes distances L_k les structures du Tab. 5.2, ou structures passives (indice p). Trois distances L_k ont été choisies, proportionnelles à la hauteur du bâtiment actif, soit égales à $H_a/4$, $H_a/2$ et H_a . D'autre part, les trois catégories de sol (Tab. 5.1) ont été testées.

Nous présentons Fig. 5.12 quelques exemples de déplacement sommital, calculés pour

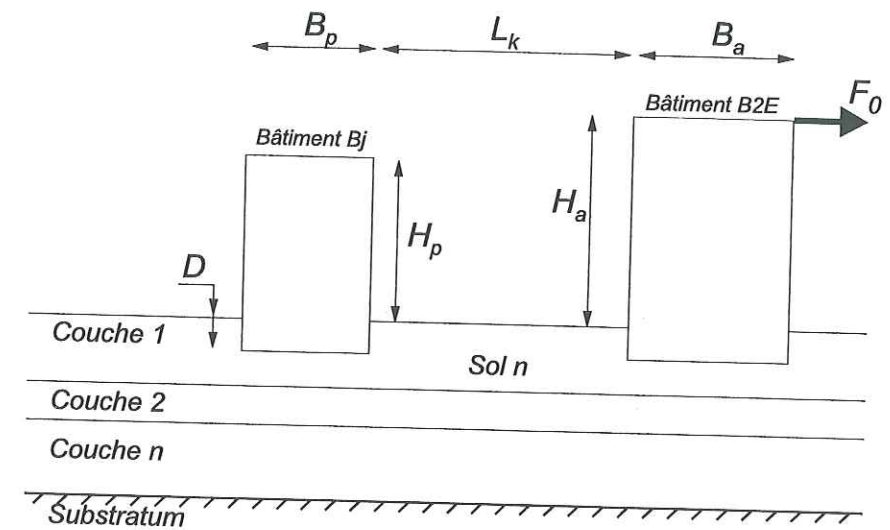


FIG. 5.11 – Vue schématique de la modélisation utilisée pour l'étude de l'ISTSST. L_k correspond à la distance entre le bâtiment de référence B2E (bâtiment actif) qui sera sollicité et celui qui subira l'effet de la vibration de B2E (bâtiment passif). Les dimensions des bâtiments actif et passif sont respectivement H_a, B_a et H_p, B_p .

6 classes de bâtiments, fondés sur les profils de sol I et III, et placées simultanément aux 3 écartements inter-structures L_k . Les exemples présentés couvrent les situations où $\tilde{f}_a > \tilde{f}_p$, $\tilde{f}_a \approx \tilde{f}_p$ et $\tilde{f}_a < \tilde{f}_p$. En conservant le même bâtiment actif, on considère que, pour chaque écartement L_k , le mouvement incident à la base de la structure passive (soit l'ISTS) est identique. On se rend compte que, suivant la valeur du rapport \tilde{f}_p/\tilde{f}_a , l'effet de l'ISTSST diffère. Pour $\tilde{f}_p/\tilde{f}_a \approx 1$, (bâtiments passifs B2E-B2S), le mouvement du bâtiment est significatif. Il est par ailleurs entretenu en temps et présente un battement qui étalera dans le temps la rétro-diffusion progressive dans le sol d'une partie de son énergie.

Dans les situations où $\tilde{f}_p/\tilde{f}_a \neq 1$ (bâtiments passifs B1E-B1S et B5E-B5S), le mouvement de la structure sera plus implusif. La Fig. 5.13, qui présente les réponses fréquentielles des systèmes sol-structure, illustre cette particularité. Alors que les bâtiments B2E et B2S ne semblent être animés que d'une seule fréquence, la réponse des structures B1E-B1S et B5E-B5S fait apparaître deux amplifications, aux fréquences des bâtiments actif et passif. En supposant que l'amortissement du système sol-structure est proportionnel à la largeur du spectre de Fourier du déplacement total $u^T(t)$ (Clough et Penzien, 1975), le mouvement sera donc plus atténué. Il en résultera une diffusion d'énergie dans le sol plus brève, qui ne modifiera que légèrement le mouvement du sol en champ libre.

Il faut cependant noter que, dans le cas de deux structures mitoyennes identiques (cas B2E et B2S), le déplacement sommital caractérisé par un battement nous laisse envisager un

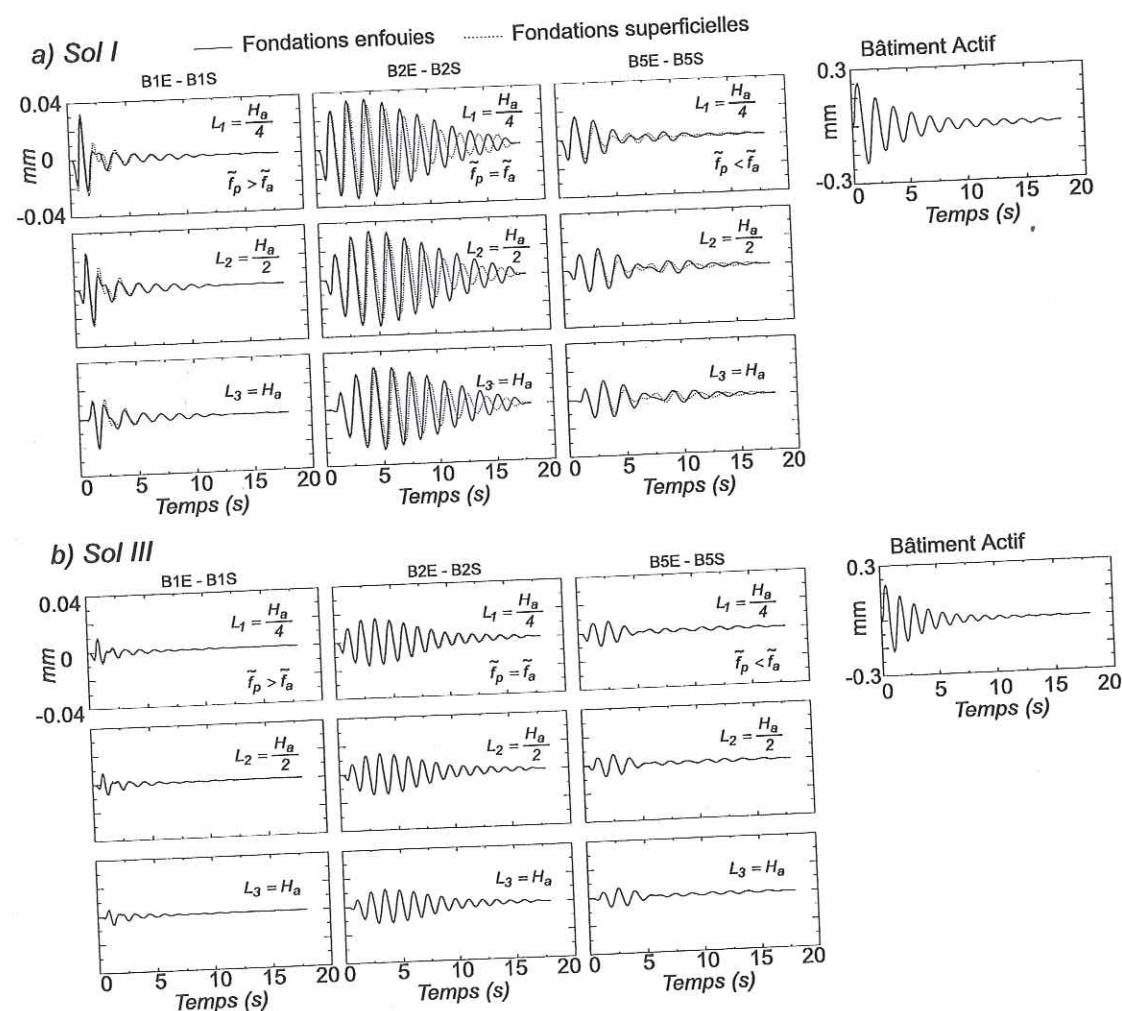


FIG. 5.12 – Exemples de déplacements $u^T(t)$ calculés au sommet des bâtiments B1E-B1S, B2E-B2S et B5E-B5S pour les cas où ils sont fondés sur (a) le sol de type I et (b) le sol de type III. Trois éloignements ont été testés, qui correspondent à $L_1 = H_a/4$, $L_2 = H_a/2$ et $L_3 = H_a$. Les classes de bâtiments présentées correspondent aux cas où $\tilde{f}_p > \tilde{f}_a$ (B1E-B1S), $\tilde{f}_p \approx \tilde{f}_a$ (B2E-B2S) et $\tilde{f}_p < \tilde{f}_a$ (B5E-B5S). Pour exemple, sont donnés à droite le déplacement $u^T(t)$ du bâtiment actif, pour le cas du bâtiment passif B2E reposant sur le sol I (haut) et III (bas).

dédoublage des fréquences de résonance, ce qui a été également observé par Kitada et al (1999). Pour identifier cette particularité, il faudrait augmenter le temps de calcul maximal t_{max} pour réduire le pas d'échantillonnage en fréquence df (c'est-à-dire, $df = 1/t_{max}$). Mais cela aurait pour conséquence de créer des réflexions artificielles sur les limites extrêmes du domaine discrétisé, et de parasiter ainsi le mouvement des structures.

A cause du caractère multi-fréquentiel de la réponse des bâtiments passifs, et afin de tenir

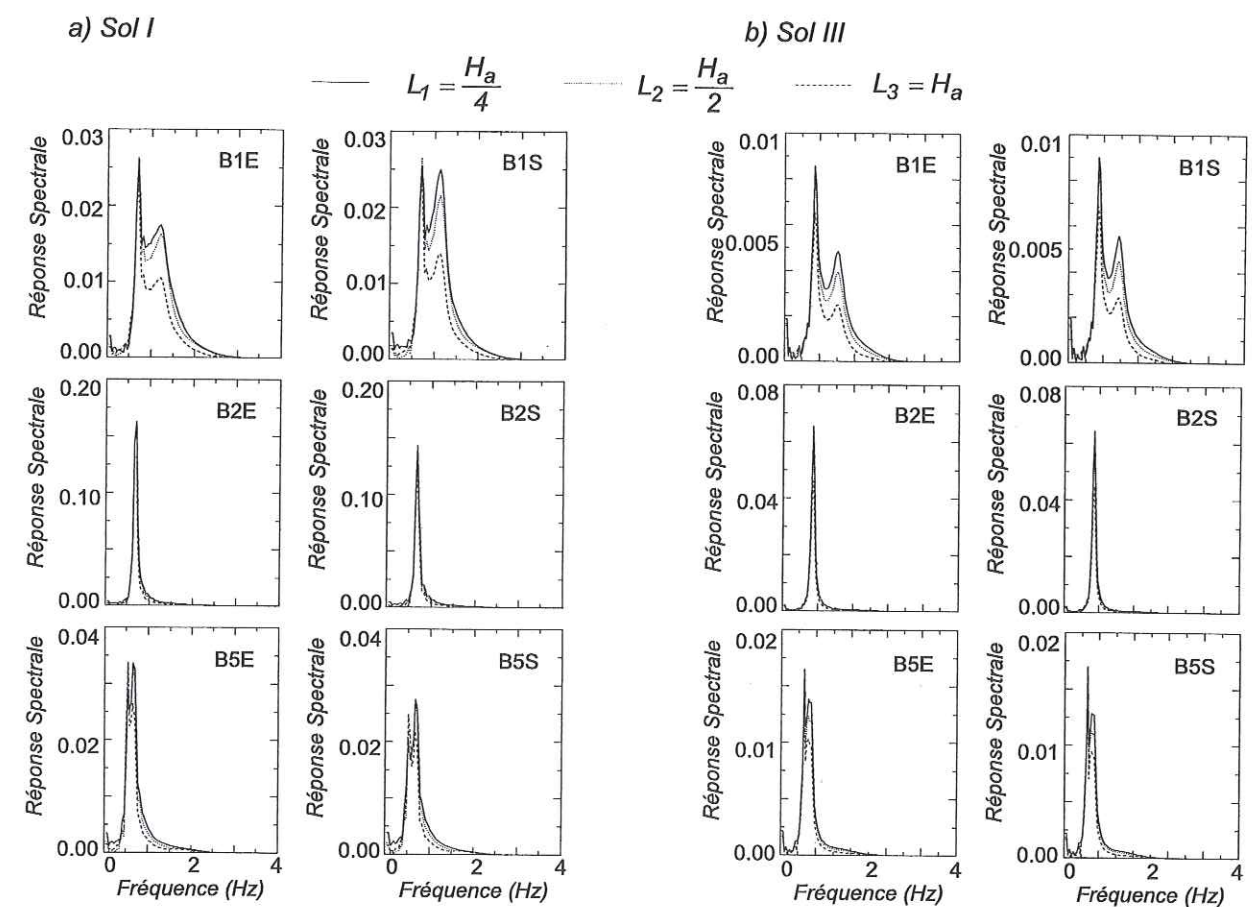


FIG. 5.13 – Réponses spectrales des systèmes sol-structure présentés Fig. 5.12.

compte de l'allongement de leur mouvement, nous avons estimé l'importance de l'ISTSST par la puissance temporelle calculée en leur sommet:

$$P_p = \int_0^{t_{max}} (u^T(t))^2 dt \quad (5.14)$$

Comme l'ISTS, et par conséquent l'ISTSST, est fonction de la source d'énergie qui la provoque, nous avons normalisé la puissance temporelle "passive" par rapport à celle du bâtiment actif, soit P_a . Celle-ci est représentée Fig. 5.14, suivant le profil de sol et la distance entre bâtiments actif et passif. Excepté pour le profil I, la puissance du bâtiment actif, sous l'action de la même force F_0 , ne présente pas, pour le même écartement entre actif et passif (distance L_k), de variations importantes avec le type du bâtiment passif. Ces petites variations s'atténuent entre autre quand L_k augmente et quand le sol devient plus rigide. Mais il n'y a pas non plus de variations significatives avec la distance inter-immeubles. Par contre, la puissance du bâtiment actif P_a varie d'un profil à l'autre, d'où la nécessité de normaliser P_p par P_a . Les valeurs des rapports P_p/P_a sont données

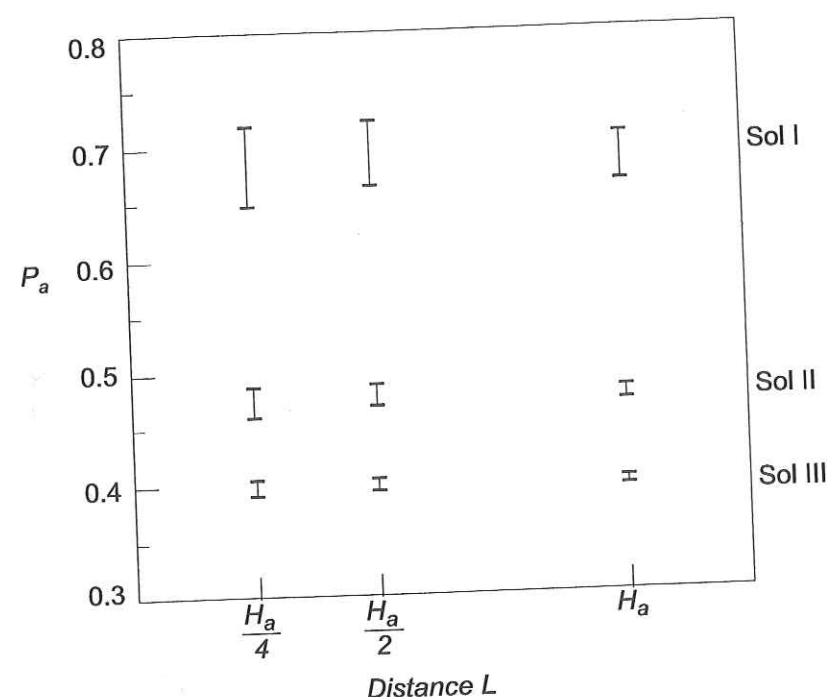


FIG. 5.14 – Puissance temporelle P_a calculée au sommet du bâtiment actif, présentée en fonction du sol et de l'écartement entre bâtiments actif et passif. Sont représentés la dispersion des valeurs de P_a .

Tab. 5.4.

L'importance de l'ISTSST a donc été représentée en tenant compte du contraste des fréquences entre actif et passif, ainsi que de la masse du bâtiment passif par rapport à celle du bâtiment actif représenté par $(HB)_p/(HB)_a$ (Fig. 5.15). On s'aperçoit ainsi que, d'un profil de sol à l'autre, les valeurs de P_p/P_a , à écartement L_k constant, sont du même ordre de grandeur.

Malgré la nature discrète de nos résultats, la contamination du mouvement du bâtiment passif apparaît d'autant plus importante que les fréquences \tilde{f}_p et \tilde{f}_a sont proches, comme nous l'avions envisagé Figs. 5.12 et 5.13. De plus, on se rend compte que, pour $\tilde{f}_p/\tilde{f}_a \approx 1$, l'effet de l'ISTSST est plus important quand la structure passive a une masse faible par rapport à celle de la structure active. Le rapport des puissances correspondant au cas du bâtiment passif B2E est de l'ordre de 7%, ce qui prouve l'effet non négligeable de l'ISTSST. Cette particularité a déjà été montrée analytiquement par Wong et Trifunac (1975), mais dans le cas de l'interaction cinématique structure-sol-structure: ils ont vérifié en particulier que la réflexion et la diffusion des ondes incidentes sur les fondations d'un groupe d'immeubles pouvaient modifier la valeur de l'amplitude du mouvement du sol, et en par-

Profil	Bâtiment	L_1	L_2	L_3	Bâtiment	L_1	L_2	L_3
I	B1E	0.7	0.6	0.4	B1S	0.9	0.7	0.4
II		0.2	0.2	0.1		0.3	0.2	0.1
III		0.1	0.1	0.1		0.1	0.1	0.1
I	B2E	6.6	6.3	4.6	B2S	5.2	4.2	3.5
II		3.3	2.5	1.7		3.5	2.4	1.7
III		1.9	1.5	1.0		2.0	1.4	1.0
I	B3E	1.3	1.1	0.6	B3S	1.6	1.4	0.9
II		0.4	0.3	0.2		0.5	0.4	0.2
III		0.2	0.2	0.1		0.3	0.2	0.1
I	B4E	2.6	2.3	1.5	B4S	2.0	1.7	1.2
II		1.6	1.2	0.8		1.6	1.2	0.8
III		1.0	0.8	0.5		1.0	0.8	0.5
I	B5E	0.7	0.6	0.5	B5S	0.5	0.4	0.3
II		0.4	0.3	0.2		0.3	0.3	0.2
III		0.3	0.2	0.2		0.3	0.2	0.2

TAB. 5.4 – Synthèse des rapports P_p/P_a exprimés en %, pour l'ensemble des systèmes sol-structure considérés, calculés aux trois distances inter-structures L_k .

ticulier au niveau des structures légères situées à proximité de bâtiments plus imposants. L'effet cumulé des interactions inertielle et cinématique structure-sol-structure peut ainsi considérablement modifier la nature du mouvement du sol en champ libre "urbain".

5.7 Conclusions

La modélisation par éléments finis (dans un domaine élastique linéaire à deux dimensions) a permis de reproduire les phénomènes d'ISS et d'ISTS que nous avons déjà observés par des approches expérimentales et analytiques.

En particulier, le comportement des structures, modélisées simplement par des éléments de massif, reproduit la variation de la fréquence de résonance du système sol-structure, suivant la rigidité du sol. D'autre part, l'effet de l'ISTS a été évalué à partir des rapports qui caractérisent le modèle sol-structure, c'est-à-dire:

- le critère de résonance entre le sol et le bâti;
- le contraste de rigidité, représenté par la hauteur du bâtiment par rapport à l'épaisseur de la couche de sol;
- la distance d'observation par rapport à la dimension de la fondation.

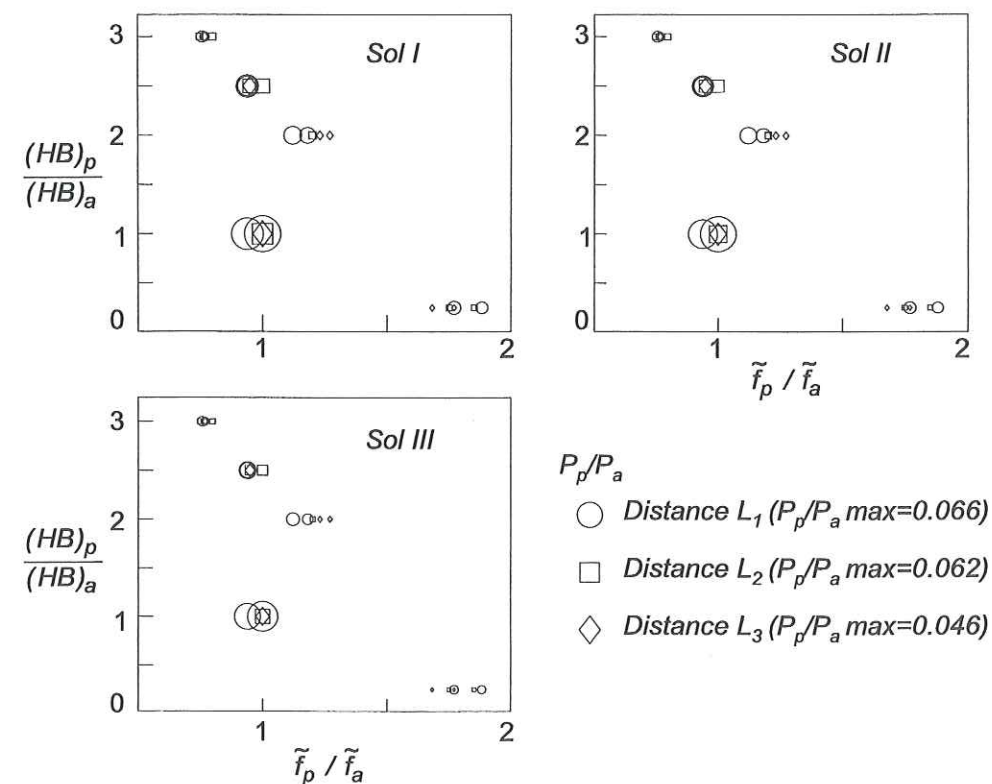


FIG. 5.15 – Comparaison du rapport des puissances temporelles entre les bâtiments passif et actif (P_p/P_a) en fonction du rapport des fréquences \tilde{f}_p/\tilde{f}_a et du contraste des masses $(HB)_p/(HB)_a$ pour les profils I, II et III. La taille des symboles est proportionnelle à la valeur du rapport P_p/P_a .

Mais surtout, cette analyse nous a permis de vérifier que l'énergie relâchée dans le sol sous forme d'onde par le bâtiment était principalement canalisée dans les couches superficielles, présentant un contraste d'impédance suffisant avec le reste du profil de sol.

Les calculs réalisés par l'utilisation du code numérique CESAR-LCPC nous ont aussi permis d'analyser l'effet de l'interaction entre structures via le sol. La comparaison des systèmes *structure active-sol-structure passive* a montré que ce phénomène n'était pas négligeable, surtout dans le cas de deux structures proches présentant des fréquences de vibration identiques et des contrastes de masse importants.

Il est aussi important de noter qu'une configuration urbaine que l'on rencontre fréquemment n'a pas été abordée dans cette étude: le cas de bâtiments mitoyens, comme par exemple deux structures séparées par un joint de dilatation. Dans ce cas précis, L_k/H est très petit (pour $H = 20m$, $L_k \approx 0.05m$, soit $L_k/H \approx 2.5 \cdot 10^{-3}$) et l'effet de l'interaction structure-sol-structure doit être exacerbée. Le couplage entre les deux structures a lieu

par l'intermédiaire du sol, et peut associer le mouvement des deux structures à celui d'une structure de caractéristiques équivalentes.

Dans le cas de couple de structures similaires, le mouvement de la structure passive peut alors être considérablement allongé et animé de battements, ce qui contribue à allonger le mouvement du sol, par effet de l'ISTS. On peut faire un rapprochement entre cet allongement et ces battements produits par l'ISTS et ceux observés sur les enregistrements sismologiques récoltés sur la zone lacustre de Mexico, lors de tous les tremblements de terre lointains (Singh et al., 1993). Ceci nous conforte ainsi dans l'idée que le bâti peut influencer considérablement la distribution et la répartition du mouvement sismique en milieu urbain. Alors que jusqu'à maintenant (Guéguen et al, 2000e, Chap. 5) nous avons montré que l'interaction simple contribuait à modifier (de façon significative) le mouvement sismique du sol, l'étude de l'interaction multiple nous révèle que la répartition du bâti est un facteur important dans la gestion du risque sismique.

Durant un séisme, l'interaction multiple inertielle entre structures doit donc être un facteur modifiant l'effet de la ville sur le mouvement du sol. Cette étude ne présente que l'effet d'ordre 1, c'est-à-dire le cas où une seule structure est excitée. Par contre, l'effet de l'interaction multiple d'ordre 0 (cas du séisme) appliquée à l'ensemble d'une ville, doit générer, dans certaines conditions, des modifications importantes du mouvement du sol observé en milieu urbain, et ne doit pas être négligé a priori, surtout dans les cas pas si rares où les immeubles ont des fréquences proches.

Conclusion générale

Dès 1995, les premières études que nous avons menées envisageaient un éventuel couplage entre le mouvement d'une structure et du sol. Basées sur des modèles simples, elles ont montré que sous certaines configurations favorables, un bâtiment isolé, soumis à une excitation sismique, produit un champ d'onde détectable jusqu'à des distances de l'ordre du kilomètre. L'énergie relâchée dans le sol apparaissait indicatrice d'une possible interaction à grande échelle, représentative d'une ville entière. Pourtant, les communautés scientifiques des sismologues et des ingénieurs structures semblaient pour le moins sceptiques face à nos résultats, et à la nécessité qui pouvait s'en suivre de tenir compte de l'environnement urbain dans sa globalité. La plupart du temps, les bâtiments sont étudiés comme s'ils étaient isolés et le mouvement du sol est supposé ne provenir que du séisme. La limite entre aléa et vulnérabilité n'était pas prête d'être franchie, de la part de l'une ou l'autre des deux parties.

Sous l'impulsion du LGIT et du LCPC, des investigations complémentaires ont été envisagées, puis menées par l'intermédiaire de ce travail de recherche. Il fallait montrer que l'importance de ce phénomène n'était pas négligeable et comprendre ses mécanismes, grâce en particulier à des expériences réelles. Par ailleurs, la progression phénoménale de la plupart des concentrations urbaines, situées dans des régions à sismicité modérée ou forte, était en faveur de la poursuite de ces analyses. L'augmentation de la surface construite des agglomérations, du nombre d'habitants et de la densité de l'urbanisation justifiaient l'idée de considérer un système couplé site-ville.

Avec ces perspectives comme objectif, différentes approches ont été envisagées. Tout d'abord, les expériences réalisées sur le site test européen de Volvi nous ont permis d'avoir des données de qualité. Elles ont montré clairement que l'interaction structure-sol existait. D'abord, au cours des expériences actives, qui consistaient à forcer la vibration de la structure par une action extérieure. Le champ d'onde généré par le bâtiment a été interprété d'un point de vue qualitatif mais aussi quantitatif. Nous avons montré qu'il se propageait dans le sol à la fréquence de vibration du système sol-structure. Il présentait respectivement une décroissance en temps et en espace étroitement reliées à l'amortissement du système couplé sol-structure, et à la décroissance due à l'expansion géométrique des ondes de volume (en champ proche) et des ondes de surface (en champ lointain). D'autre part,

des enregistrements particuliers présentaient des battements, interprétés comme le résultat du couplage entre des ondes se propageant à des fréquences proches. Le mouvement induit restait significatif jusqu'à environ 10 fois la dimension de la fondation, distance à laquelle les amplitudes correspondaient à peu près à 5% du mouvement de la fondation. Malgré la taille de la structure testée (échelle 1/3) et le niveau de la sollicitation exercée (le site test est amené à servir encore, d'où la modération de la sollicitation!), l'énergie restituée était significative. Elle nous a permis d'envisager des mouvements plus conséquents pour des structures plus réalistes.

Puis, lors du tir au cours duquel notre mini-réseau installé à proximité du bâtiment a révélé une onde provenant de la structure. Elle semblait entretenir en temps le mouvement du sol, ce qui confirmait ainsi l'hypothèse de la restitution progressive de l'énergie de vibration de la structure. Son amplitude diminuait avec la distance à la fondation mais conservait malgré tout une énergie suffisante pour être séparée du mouvement incident. A la fréquence du système sol-structure, elle possédait une énergie du même ordre de grandeur que celle qui l'avait générée.

Pour étendre nos études à d'autres configurations, nous avons décidé de réaliser un modèle qui reproduit toutes les étapes de l'interaction entre le bâtiment et le sol. Grâce aux données expérimentales collectées à Volvi lors de l'expérience passive, nous avons développé un modèle analytique pour résoudre la première étape de l'analyse: estimer la réponse de la structure en intégrant l'interaction sol-structure. Certes, cette modélisation qui consiste à remplacer la structure par sa masse concentrée et à l'assimiler à un oscillateur, n'a rien d'originale, car largement utilisée. Mais il était intéressant de montrer qu'une représentation aussi simple permet de reproduire correctement le comportement d'une structure. L'utilisation des fonctions d'impédance disponibles dans la littérature a aussi été un plus dans notre approche analytique. Tout en rendant compte de l'interaction sol-structure, nous nous sommes affranchi de la lourde tâche de calcul qui aurait été nécessaire à leur estimation.

L'expérience active nous a ensuite servi à mettre au point la représentation de la deuxième étape de l'analyse: l'interaction structure-sol. Basée sur des outils et des méthodes de la sismologie, cette simulation permet le calcul du champ d'onde provoqué par la structure en tout point de l'espace. Le mouvement du sol ainsi calculé possédait les mêmes caractéristiques que celui observé expérimentalement. Par exemple, la représentation discrète des efforts développés à l'interface sol-fondation reproduisait les décroissances temporelle et spatiale de l'amplitude de l'onde induite.

Un double objectif était ainsi atteint: confirmer la potentialité de l'effet du bâti sur le mouvement du sol et se doter d'un outil fiable qui nous permette alors d'étendre notre analyse au comportement global d'une ville.

Les premières tentatives pour modéliser une ville (Guéguen et al., 1999; 2000b) ont été réalisées sans tenir compte de la réalité urbaine. Un nombre quelconque de bâtiments était distribué aléatoirement sur une surface finie. Les structures, malgré leur faible diversité (seulement 3 classes d'immeubles), étaient cependant couplées aux réalités géologiques des bassins sédimentaires de Grenoble (Guéguen et al, 1999) et de Mexico (Guéguen et al, 2000b). Les premières estimations de l'interaction site-ville nous ont montré que Mexico présentait une configuration plus à même de reproduire le phénomène que nous cherchions à identifier. Nous avons déjà quelques indices en tête, notamment les caractéristiques des enregistrements sismologiques provenant de la région de l'ancien lac de Mexico. C'est pourquoi, nous avons décidé d'étudier l'effet de l'urbanisation mexicaine sur le mouvement sismique, et en particulier celui observé dans le quartier Roma Norte.

Plusieurs facteurs ont encouragé le choix de ce quartier. D'abord, il fallait trouver une configuration qui, d'après nos premiers résultats, soit favorable à l'apparition de l'effet Site-Ville. La situation de Roma Norte sur la zone du lac, les destructions importantes subies lors du tremblement de terre de 1985 et la répartition hétérogène de son urbanisation, avec notamment des structures très imposantes vers le nord de la zone, nous permettaient d'imaginer des interactions exacerbées. Ensuite, que deux structures très bien identifiées appartiennent à ce quartier, que la géologie soit connue et qu'une station du réseau accélérométrique mexicain soit installée dans ce secteur nous donnaient des informations utiles à la modélisation et à l'interprétation des résultats. Un des principaux objectifs de cette analyse était entre autre de savoir si la ville pouvait être à l'origine des formes d'onde (allongement et battement), en particulier observées sur la station accélérométrique de Roma Norte.

Après quelques hypothèses simplificatrices, mais cependant raisonnables, nous avons appliqué notre modélisation à 180 bâtiments sélectionnés. Excité par un séisme, le modèle urbain de Roma Norte a répondu à nos espérances. Il a restitué une grande quantité d'énergie, qui restait piégée dans les couches superficielles, et estimée équivalente à l'énergie incidente. D'autre part, calculé à la position de la station accélérométrique mexicaine, le champ d'onde créé par le bâti était, par son allure, comparable à ce qui avait été enregistré pendant le séisme. Il reproduisait les battements et l'allongement du mouvement sismique.

Nous avons ainsi conclu que l'effet site-ville existe réellement. Il peut être significatif d'un couplage important entre l'urbain et le sol. Dans le cas de Mexico, il contribue largement à la répartition de l'aléa sismique sur la ville. A notre connaissance, c'est la première fois qu'une telle hypothèse est affirmée et confirmée par des calculs dûment validés. .

Une étude paramétrique a ensuite été menée afin de savoir quels sont les paramètres du modèle site-ville qui conditionnent ce phénomène. Elle consistait à reproduire l'étude de Roma Norte pour des réseaux homogènes d'immeubles. Cette analyse a permis de montrer que l'effet site-ville dépendait essentiellement de la densité urbaine et de la position de la fréquence du sol par rapport à celle des bâtiments. Nous avons également établi que, à densité urbaine équivalente, il n'existait pas de distance critique au-delà de laquelle les bâtiments ne doivent pas être pris en compte. Ce résultat est important car il confirme que l'effet site-ville n'est pas un phénomène local, mais qu'il doit être considéré à l'échelle de la ville.

Simultanément, une relation analytique simple a été développée pour connaître facilement la potentialité d'une urbanisation à reproduire l'interaction Site-Ville. Elle repose sur des considérations énergétiques et consiste à estimer le rapport entre les énergies cinétiques du bâti Ek_b et du sol Ek_s . Son expression se présente sous la forme très simplifiée:

$$\frac{Ek_b}{Ek_s} \approx \sum_{i=1}^n \left[\frac{S_{bi}}{S_s} \cdot \frac{H_{bi}}{H_s} \cdot \left(\frac{f_s}{f_{bi}} \right)^2 \right] \quad (5.15)$$

dans laquelle

- $\sum_{i=1}^n \frac{S_{bi}}{S_s} = \theta$ représente la part de la surface du sol (S_s) occupée par les n immeubles (S_b), c'est-à-dire la densité urbaine;
- $\frac{f_s}{f_{bi}}$ est le facteur qui dépend du critère de résonance entre la vibration du sol et celle du bâti;
- $\sum_{i=1}^n \frac{H_{bi}}{H_s}$ compare les dimensions géométriques du remplissage et des bâtiments et représente un rapport de rigidité des deux éléments de l'interaction.

Cette relation a été validée grâce à l'analyse paramétrique. Appliquée aux différents modèles urbains, elle conditionne l'importance de l'énergie produite par l'interaction Site-Ville par rapport à celle du mouvement sismique incident. Elle permet aussi dans un premier temps d'avoir une bonne estimation du couplage entre la ville et le sol.

Évidemment, le cas de Mexico peut paraître extrêmement favorable à la génération de l'interaction Site-Ville. Dans ce cas, Ek_b/Ek_s est de l'ordre de 10% et l'énergie du champ induit est équivalente à celle du mouvement incident ($P/P_g \approx 1$, Cf. Fig. 4.15). On peut aussi appliquer cette relation à d'autres configurations. Par exemple, le quartier de la Villeneuve à Echirolles, à la périphérie de Grenoble, est certainement un des secteurs les plus urbanisés de la ville. En considérant une urbanisation très dense ($\theta = 0.5$),

zone	$S_s(10^4 m^2)$	$S_b(m^2)$	θ	f_s (Hz)	E_b/E_s	P/P_g
Le Port-Riquier	113	467251	0.40	1.5	0.7%	0.2
Ariane-Pasteur	190	233419	0.12	1.5	0.5%	0.1
St Roch-Pasteur	168	415184	0.25	1.0	0.1%	0.01
Nice Nord	153	389274	0.22	2.5	3%	0.8
Gare du Sud	113	420448	0.40	2.0	2%	0.4
Centre	205	932660	0.45	1.0	0.3%	0.09

TAB. 5.5 - Estimation de l'effet site-ville sur quelques secteurs de Nice.

la fréquence f_s et l'épaisseur H_s du remplissage égales à 0.4Hz et 400m (Lebrun, 1997) et des bâtiments de hauteur moyenne égale à 30m, vibrant à environ 2Hz (Farsi, 1996), le rapport des énergies cinétiques Ek_b/Ek_s est d'environ 0.15%. Cette valeur est faible et provoque un effet site-ville de l'ordre de $P/P_g \approx 10^{-2}$, c'est-à-dire négligeable. Dans ce cas, l'importance du remplissage, constitué de matériaux assez rigides ($\beta_s = 400m/s$) contraint la faible valeur de Ek_b/Ek_s .

La même analyse a été appliquée au cas de Nice. A partir de l'étude du risque sismique réalisée sur la ville de Nice par le Centre d'Etudes Techniques de l'Équipement (CETE, 2000), nous avons pu calculer (grossièrement) pour quelques secteurs de la ville le rapport des énergies cinétiques et estimer l'importance de l'effet site-ville (Tab. 5.5). L'analyse ne tient compte que de certaines classes de bâtiments de plus de 6 niveaux ($> R+5$). Au vue des résultats, on se rend compte que sur les secteurs de Nice Nord, Le Port-Riquier et Ariane-Pasteur et Gare du Sud, l'effet site-ville n'est pas négligeable. Il peut même être dans le cas de Nice Nord équivalent à celui calculé à Mexico ($P/P_g = 0.8$).

L'étude de l'effet Site-Ville imaginée jusque là impliquait pourtant une hypothèse importante. Alors que nous prêchions pour l'analyse couplée du sol et de l'urbain, nous avons considéré que chaque structure réagit indépendamment des autres. Le calcul de leur réponse, de l'interaction sol-structure tout comme de la diffusion de l'énergie des ondes étaient le résultat de leur action isolée. L'effet global de la ville consistait alors à superposer leur comportement individualisé. Pourtant, comme en général la ville présente une urbanisation hétérogène faite de structures de toutes dimensions, l'interaction multiple doit être envisagée. En effet, comment ne pas supposer d'interaction dynamique d'un bâtiment imposant sur une structure légère proche?

Pour répondre à ce problème, nous avons choisi d'utiliser la méthode des éléments finis, puisque nous avons à notre disposition l'expérience du LCPC, et en particulier la possibilité d'utiliser le code CESAR-LCPC.

Nous avons donc utilisé CESAR-LCPC pour représenter l'interaction multiple bidimensionnelle entre bâtiments, via le sol. Nous avons choisi une représentation simplificatrice des structures qui a été validée par une étude préliminaire (Guéguen et al., 2000d). Deux premières analyses de comportement de bâtiments en réseau ont d'abord été menées (Guéguen et al., 1999; 2000b). Elles ont montré que soumises à une excitation harmonique, via le contact entre le sol et la fondation, les structures avaient une réponse qui évoluait suivant leur environnement. Cet effet était d'ailleurs d'autant plus frappant que le sol de fondation était mou.

Cette première analyse très sommaire nous a alors incité à poursuivre nos investigations sur l'interaction structure-sol-structure. Présentées sous forme d'analyse paramétrique, ces recherches consistaient à étudier, en fonction de certains paramètres constitutifs du modèle (par exemple, la rigidité du sol, la distance entre immeubles...), l'influence d'une structure sur l'autre. Pour cela, un immeuble de référence était excité par une force extérieure et plusieurs environnements urbains ont été considérés.

Cette étude a révélé que l'interaction entre structures via le sol n'était pas négligeable. Nous nous sommes rendus compte que l'effet d'un bâtiment sur son environnement urbain proche était favorisé par la présence du critère de résonance entre les structures et d'un contraste de masse élevé entre structure passive et structure active. Cette étude nous a également permis de montrer que l'interaction structure-sol-structure d'ordre 1 pouvait générer dans le sol des champs d'onde caractérisés par des battements monochromatiques, ce qui n'est pas sans nous rappeler l'allure des déplacements observés sur la zone lacustre de Mexico.

On peut ainsi s'attendre à ce que l'interaction multiple d'ordre 0, correspondant au cas d'une ville soumise à un séisme, soit important et qu'elle provoque des modifications significatives du champ libre "urbain", qui s'ajoutent alors à celles créées par l'effet de l'interaction simple.

Une première étape est ainsi accomplie, qui nous a conduit de l'interaction sol-structure à l'interaction Site-Ville. Cependant, le sujet est loin d'être clos. Il reste encore des perspectives d'analyses en suspens, que ce soit pour améliorer la connaissance de ces phénomènes ou pour se doter d'outils efficaces pour les estimer. D'autre part, imaginer un effet global de la ville sur le mouvement du sol reste encore un sujet marginal. Dans les conférences mondiales, cet aspect de l'aléa sismique n'est pratiquement jamais abordé. Il reste encore du chemin à parcourir avant que ce phénomène soit acquis et reconnu. C'est pourquoi des investigations complémentaires sont envisagées. Elles devront permettre de confirmer l'importance de l'interaction Site-Ville par des modélisations mais surtout par des observations. Rien ne vaut les données expérimentales pour prouver la réalité d'un phénomène.

1. **Expérimentations "grandeurs natures"**. Jusqu'à maintenant, nous avons uniquement pu observer la contribution d'un bâtiment isolé (cas de Volvi) sur le mouvement du sol. D'autre part, la structure était excitée par une action extérieure, non représentative de l'interaction sismique. A notre connaissance, aucune étude expérimentale importante n'a été conduite pour estimer comment la ville, soumise à un séisme, modifie la distribution du mouvement sismique. D'autre part, comme l'ont montré les résultats d'une campagne d'enregistrement du bruit de fond dans la ville de Grenoble, certains rapports spectraux peuvent présenter des niveaux d'amplification élevés sur une gamme de fréquences assez large (niveaux plats). Une explication a été proposée qui rend les bâtiments responsables. Ils contaminent le bruit de fond sismique et perturbent ainsi la lisibilité des rapports H/V (Lebrun, 1997).

C'est pourquoi il semble intéressant de mener des expérimentations sur site et d'utiliser des configurations réelles. Par exemple, on peut installer à proximité d'un bâtiment ou d'un groupe de bâtiments des mini-réseaux denses de stations sismologiques (3C). Par l'analyse fréquence-nombre d'onde (F-k), l'onde qui se propage à la surface du sol depuis le bâtiment est identifiable. Du bruit de fond et des mouvements forts doivent également être utilisés pour estimer éventuellement un comportement non-linéaire. La résolution du réseau doit être optimisée pour estimer l'azimut, la vitesse apparente ainsi que l'énergie de l'onde. Ces études peuvent être appliquées à différentes classes d'immeuble et permettront d'apprécier l'importance du phénomène en fonction des configurations étudiées (par exemple, hauteur et masse du bâtiment, contraste de rigidité entre le sol et la structure, distance d'observation et atténuation géométrique...). Mais attention, comme l'a montré une expérimentation faite à Mexico pendant cette thèse, le site doit être judicieusement choisi. Les formations sédimentaires doivent avoir une fréquence différente et inférieure à celle du bâtiment: la vibration de la structure est alors identifiable au milieu de toutes les ondes de surface diffractées dans le bassin. On peut se placer soit en champ proche, pour analyser une structure singulière à l'intérieur de la ville, soit en champ lointain, à l'extérieur de l'urbanisation, pour tenter de voir se propager l'énergie depuis le groupe d'immeubles.

2. **Expérimentation analogique en centrifugeuse**. Les premières études déjà réalisées en centrifugeuse ont montré les performances et l'intérêt que fournit cette technique. Nous pouvons réaliser des études d'interaction Site-Ville, notamment en faisant varier les caractéristiques géométriques et dynamiques des structures, comme la caractéristique des fondations. L'analyse sera 2D ou 3D. La quantité de fondations et leur importance peuvent favoriser le piégeage des ondes. L'instrumentation

fine du modèle facilitera alors la vision de la transmission d'énergie depuis le bâtiment vers le sol. Des contacts ont déjà été pris avec le Laboratoire Central des Ponts-et-Chaussées de Nantes (Jean-Louis Chazelas) qui possède une centrifugeuse et qui a déjà commencé les premières analyses. Les résultats doivent être comparés aux modélisations numériques en éléments finis qui nous ont déjà permis de mettre en évidence certaines particularités du champ d'onde.

3. **Modélisation numérique par éléments finis.** Les résultats numériques présentés nous incitent à poursuivre les analyses par éléments finis. On peut ainsi envisager l'étude de l'interaction multiple structure-sol-structure, en intégrant les effets inertiel et cinématique. On peut aussi imaginer d'étudier le comportement d'un système site-ville soumis à une onde de cisaillement appliquée à la base du modèle. Des approches 3D sont aussi envisageables, ainsi que l'analyse de la non-linéarité (éventuelle) des effets site-ville.
4. **Diffusion multiple (multiple-scattering).** Basée sur la théorie du transfert radiatif, la diffusion multiple est utilisée en sismologie "classique" pour expliquer les phénomènes de diffusion dans la croûte, et la trace à la surface du sol est représentée par la coda des enregistrements sismiques. Pour un milieu stratifié, l'utilisation des simulations Monte-Carlo permet de reproduire de manière satisfaisante le phénomène de diffusion. Le principe consiste à distribuer des diffuseurs (ou réflecteurs) dans la couche supérieure d'un milieu stratifié. En un point de la surface, on observe le libre parcours moyen d'une onde se propageant dans le milieu. On peut ainsi faire une analogie entre l'étude de la coda des signaux sismiques et de l'effet Site-Ville. Les fondations peuvent être considérées comme des points de diffusion de sub-surface, placés dans un remplissage sédimentaire. Nous pourrions ainsi analyser d'une manière plus statistique la nature des signaux longs et monochromatiques déjà observés à Mexico.
5. **Validation des relations analytiques.** Dans tous les cas, nous devons comparer les résultats expérimentaux aux relations analytiques simples, déjà établies pour estimer l'efficacité de l'interaction Site-Ville.
6. **Interaction Structure-Sol-Structure.** Aucune étude de vulnérabilité ou même d'analyse dynamique traditionnelle ne tient compte de l'environnement urbanisé. Comme nous l'avons montré, la prise en compte de l'Interaction Structure-Sol-Structure est difficile. Nous envisageons ainsi d'estimer cet effet au moyen d'une relation simple. En ce qui concerne les fondations profondes sur pieux, des études ont montré l'influence que pouvait avoir un pieu sur le reste du groupe. Une formulation analytique proposée par Gazetas et Dobry en 1989 dans la revue *Géotechnique*

a permis d'exprimer l'interaction qui pouvait exister entre pieux. Elle est quantifiée par un coefficient d'influence d'un pieu à l'autre. Cette formulation peut être adaptée à un groupe d'immeubles de caractéristiques variables. Elle fournirait ainsi un moyen simple d'estimer cette influence. On quantifierait cet effet en terme de variation des paramètres dynamiques. L'expérimentation permettant d'analyser l'ISTSt est assez délicate. Cependant, il existe des programmes de démolition d'anciennes barres d'immeubles qui peuvent nous fournir des informations intéressantes. Des discussions sont actuellement engagées avec le bureau Veritas de Grenoble (Thierry Vassail) afin de pouvoir réagir au plus vite en cas de plans de démolitions programmés. Cette formulation analytique serait aussi validée par des essais en centrifugeuse. Plusieurs configurations de sols et d'immeubles seront testées (étude paramétrique) et on représentera l'effet de l'interaction Structure-Sol-Structure provoquée soit par une augmentation de la rigidité du sol due à la présence de structures (et de leurs fondations) dans la couche de sol superficielle, soit par des phénomènes de propagation d'onde entre bâtiments qui peuvent modifier l'interaction Sol-Structure, par redistribution des contraintes autour des fondations.

Mais, quoi qu'il en soit, nous pouvons considérer que l'effet de la ville est à prendre en compte dans les modèles développés pour analyser les mouvements sismiques en milieu urbain. C'est peut être un aspect innovant de la sismologie à considérer dans le futur.

Bibliographie

- AFPS90 (1990). *Recommandations AFPS90*, Association Française de Génie Parasismique, Paris.
- Aki, K. and P.G. Richards (1980). *Quantitative seismology*, Freeman Ed., San Francisco.
- Apsel, R.J. and J.E. Luco (1987). Impedance functions for foundations embedded in a layered medium: an integral equation approach, *Earth. Eng. and Struct. Dyn.*, **15**, 213-231.
- Arciniega, A., E. Reinoso and M. Ordaz (1993). Duration of strong motion in Mexico City valley, *Seism. Res. Letters*, **64**, 19.
- Aviles, J. and L.E. Perez-Rocha (1996). Evaluation of interaction effects on the system period and the system damping due to foundation embedment and layer depth, *Soil Dyn. and Earthq. Engng.*, **15**(1), 11-27.
- Bamberger, A., G. Chavent et P. Lailly (1980). Etude de schémas numériques pour les équations de l'élastodynamique linéaire, *Rapport de Recherche INRIA*, **41**.
- Bard, P.-Y., M. Campillo, F.J. Chávez-Garcia and F.J. Sanchez-Sesma (1988). A theoretical investigation of large- and small-scale amplification effects in the Mexico City valley, *Earthquake Spectra*, **4**, 609-633.
- Bard, P.-Y. (1988). The importance of rocking in building motion: an experimental evidence, in *Proc. of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo-Kyoto, August 2-9, 1988, **VIII**, 333-338.
- Bard, P.-Y., H. Afra, and P. Argoul (1992). Dynamic behaviour of buildings: experimental results from strong motion data, in *Recent advances in earthquake engineering and structural dynamics*, V. Davidovici (Editor), Ouest Editions, **IV-6**, 441-478.
- Bard, P.-Y. and A. Wirgin (1995) Effects of built environment on "free-field" motion for very soft, urbanized sites, in *Proc. third Int. Conf. Recent Advances in Geotech. Earthq. Engng. and Soil Dyn.*, St Louis, April 2-7, 1995, **II**, 549-555.

- Bard, P.-Y., P. Guéguen, and A. Wirgin (1996). A note on the seismic wavefield radiated from large building structures into soft soils, in *Proc. of the Eleventh World Conference on Earthquake Engineering*, Acapulco, June 23-28, 1996, paper No 1838.
- Bard, P.-Y., P. Guéguen, J.-F. Semblat, M. Cardenas and F. Chavez-Garcia (1999). Modifications to seismic hazard due to site-city interaction, in *Proc. IUGG*, Birmingham, July 26-30, 1999, JSP23/E/01-A6-1110.
- Bard, P.-Y., P. Guéguen, J.-F. Semblat, M. Cardenas and F. Chavez-Garcia (2000). Modifications to seismic hazard due to site-city interactions?, *submitted in Soil Dyn. and Earthq. Engng.*
- Bielak, J. (1975). Dynamic behavior of structures with embedded foundations, *J. Earthq. Engng. Struct. Dyn.*, **3**(3), 259-274.
- Bisch, P., A. Langeoire, M. Prat et J.-F. Semblat (1999). Emploi des éléments finis en génie civil, in *Ouvrages en interactions*, Chap. 7: Modélisation des ouvrages en milieu sismique, propagation d'ondes, Edition Hermès, Liv. 2, **Vol. 2**, 467-562.
- Bouchon, M (1981). A simple method to calculate Green's functions for elastic layered media, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **71**, 959-971.
- Borchedt, R.D. (1970). Effects of local geology on ground motion near San Francisco Bay, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **60**, 29-61.
- Bycroft, G.M. (1978). The effect of soil-structure interaction on seismometer readings, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **68**, 823-843.
- Campillo, M., F.J. Sanchez-Sesma and K. Aki (1990). Influence of small lateral variations of a soft surficial layer on seismic ground motion, *Soil Dyn. Earthq. Engng.*, **9**, 284-287.
- Cardenas, M., P.-Y. Bard and F.J. Chavez-Garcia (1999). Comportement dynamique des bâtiments sous fortes sollicitations: le cas de Mexico, in *5ème Colloque National de l'Association Française de Génie Parasismique*, Cachan (France), 19-21 Octobre, 1999, **I**, 181-188.
- CETE (2000). *Risque sismique sur Nice: étude de scénarios de gestion de crise sismique. Définition de l'aléa, de la vulnérabilité et des enjeux*, Centre d'Etudes Techniques de l'Equipement, Ministère de l'Equipement, **Phase 1**, 130 pages.

- Chatelain, J.-L., H. Yepes, B. Guillier, J. Fernández, J. Valverde, F. Kaneko, M. Souris, E. Duperier, G. Hofer, T. Yamada, G. Bustamante, B. Tucker et C. Villacis (1994). Les scénarios sismiques comme outils d'aide à la décision pour la réduction des risques: projet pilote à Quito, Equateur, *Revue de Géographie Alpine*, **LXXXII-4**, 131-150.
- Chavez-Garcia, F.J. and P.-Y. Bard (1990). Surface ground motion modifications by the presence of a thin resistant layer. Applications to Mexico City, *Proc. 9th European Conf. Earthq. Engng.*, Moscow, September, 1990, **4-B**, 37-46.
- Chavez-Garcia, F.J. (1991). Diffraction et amplification des ondes sismiques dans le bassin de Mexico, *Thèse de doctorat de l'Université J. Fourier de Grenoble*, France, 331 pages.
- Chavez-Garcia, F.J. and P.-Y. Bard (1994). Site effects in Mexico City eighth years after the September 1985, Michoacan earthquakes, *Soil Dyn. and Earthq. Engng.*, **13**, 229-247.
- Clough, R.W. and J. Penzien (1975). *Dynamics of structure*, 2nd ed., MacGraw-Hill, New York, NY, 384 pp.
- Cotton, F. and O. Coutant (1997). Dynamic stress variation due to shear faults in a plane layered medium, *Geophys. J. Int.*, **128**, 676-688.
- Deracmacker, A., I. Babuska and P. Bouillard (1999). Dispersion and pollution of the FEM solution for the Helmholtz equation in one, two and three dimensions, *Int. J. for Numerical Methods in Engng.*, **46**, 471-499.
- De Sloover, P. (1999). Comportement vibratoire de la tour Eurocity à Lille, in *5ème Colloque National de l'Association Française de Génie Parasismique*, Cachan (France), 19-21 Octobre, **I**, 323-330.
- Dobry, R. and G. Gazetas (1988). Simple method for dynamic stiffness and damping of floating pile groups, *Geotechnique*, **38**(4), 557-574.
- EPN, Escuela Politécnica Nacional, GeoHazards International, Ilustre Municipio de Quito, ORSTOM, OYO Corp. (1994). *The Quito, Ecuador, risk management project: an overview*, San Francisco, USA: GeoHazards International Publication, 34 pages.
- Erlingsson, S. and A. Bodare (1996). Live load induced vibrations in Ullevi stadium-Dynamic soil analysis, *Soil Dyn. and Earthq. Engng.*, **15**, 171-188.

- Erlingsson, S. (1999). Three-dimensional dynamic soil analysis of a live load in Ullevi stadium, *Soil Dyn. Earth. Engng.*, **18**, 373-386.
- Euro-Seistest (1995). An European Test-Site for Engineering Seismology, Earthquake Engineering and Seismology, *Final Scientific Report*, Vol. 2.
- Faccioli, E. (1999). The Catania project: studies for an earthquake damage scenario, *J. Seismology*, **3**(3), 1-350 (special issue).
- Fäh, D., P. Suhadolc, St. Mueller and G.F. Panza (1994). A hybrid method for the estimation of ground motion in sedimentary basins: quantitative modeling for Mexico City, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **84**(2), 383-399.
- Farsi, M. N. (1996). Identification des structures de génie civil à partir de leurs réponses vibratoires. Vulnérabilité du bâti existant, *Thèse de doctorat*, Université de Grenoble (France), 194 pages.
- Favela, I and T.H. Heaton (2000). Energy radiation from multistory buildings under harmonic excitation, *Seism. Res. Lett.*, **71**(1), 221.
- Flores, J., O. Novaro and T. Seligman (1987). Possible resonance effect in the distribution of earthquake damage in Mexico City, *Nature*, **326**, 783-785.
- Gazetas, G. (1983). Analysis of machine foundation vibrations: state of the art, *Soil Dyn. and Earthquake Engineering*, **2**, 2-42.
- Gazetas, G. (1991). Foundation vibrations, in *Foundation engineering handbook*, 2nd edition, H.Y. Fang (Editor), Van Nostrand Reinhold, 553-593.
- Gazetas, G. (1997). Seismic response surface and embedded foundations, in *Lecture presented at the Advanced Study Course on seismic risk*, (SERINA), Thessaloniki, September, 301-352.
- Gazetas, G. and G. Mylonakis (1998). Seismic soil-structure interaction: new evidence and emerging issues, *Geotechnical Earthquake Engng. and Soil Dynamics*, Geo-Institute ASCE Conference, Seattle, 3-6 August.
- Goldstein, P. and R.J. Archuleta (1987). Array analysis of seismic signals, *Geophys. Res. Lett.*, **14**(1), 13-16.
- Guéguen, P. (1995). Interaction entre le bâti existant et le mouvement du sol dans les sites urbains, *Rapport de DEA de l'Université J. Fourier*, France, 40 pages (in french).

- Guéguen, P., P.-Y. Bard and J.-F. Semblat (1999). Interaction site-ville sous sollicitations sismiques: une expérience pour le cas de Grenoble, in *5ème Colloque National de l'Association Française de Génie Parasismique*, Cachan (France), 19-21 Octobre, **I**, 57-64 (in french with english abstract).
- Guéguen, P., P.-Y. Bard and C.S. Oliveira (2000a). Experimental and numerical analysis of soil motions caused by free vibrations of a building model, *Bull. Seism. Soc. Am.*, in press.
- Guéguen, P., P.-Y. Bard and J.-F. Semblat (2000b). From soil-structure to site-city interaction, in *Proc. 12th World Conf. Earthq. Engng.*, Auckland, paper No 555.
- Guéguen, P., P.-Y. Bard and C.S. Oliveira (2000c). Contamination of ground motion by building vibrations: experimental evidence for the Volvi test site, *en préparation pour soumission dans J. Earthq. Engng.*
- Guéguen, P., P.-Y. Bard and J.-F. Semblat (2000d). Interaction sismique sol-structure-sol en milieu urbain, *Revue Française de Génie Civil*, **4**(1), 9-33.
- Guéguen, P., P.-Y. Bard, F.J. Chavez-Garcia and J.-F. Semblat (2000e). Site-city seismic interaction in Mexico City like environments: an analytical study, *en préparation pour soumission dans Bull. Seism. Soc. Am.*
- Hadjian, A.H. (1993). Seismic soil-structure interaction: a full circle, in *Memorias X Congreso Nacional de Ingeniería Sísmica*, Puerto Vallarta, Mexico, 1-16.
- Harada, T., K. Kubo and T. Katayama (1981). Dynamic soil-structure interaction by continuum formulation method, *Report No. 190*, Inst. of Industrial Science, University of Tokyo.
- Haskell, N. A. (1960). Crustal reflexion of plane SH waves, *Jour. Geophys. Res.*, **65**, 4147-4150.
- Haskell, N. A. (1962). Crustal reflexion of plane P and SV waves, *Jour. Geophys. Res.*, **67**, 4751-4767.
- Hill, N.R. and A.R. Levander (1984). Resonances of low-velocity layers with lateral variations, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **74**, 521-537.
- Hisada, Y. (1994). An efficient method for computing Green's functions for a layered half-space with sources and receivers at close depths (Part 1), *Bull. Seism. Soc. Am.*, **84**, 1456-1472.

- Hisada, Y. (1995). An efficient method for computing Green's functions for a layered half-space with sources and receivers at close depths (Part 2), *Bull. Seism. Soc. Am.*, **85**, 1080-1093.
- Housner, G.W. (1957). Interaction of buildings and ground during an earthquake, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **47**, 179-186.
- Hsieh, T.K. (1962). Foundation vibrations, *Proc. Inst. Civil Engrs.*, **22**, 211-225.
- Hughes, T.J.R. (1987). *Linear static and dynamic finite element analysis*, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
- Humbert, P. (1989). CESAR-LCPC: un code général de calcul par éléments finis, *Bull. des Laboratoires des Ponts et Chaussées*, **160**, 112-115.
- Ihlenburg, F. and I. Babuska (1995). Dispersion analysis and error estimation of Galerkin finite element methods for the Helmholtz equation, *Int. J. for Numerical Methods in Engng.*, **38**, 3745-3774.
- Jennings, P.C. (1970). Distant motions from a building vibration test, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **60**, 2037-2043.
- Jennings, P.C. and J. Bielak (1973). Dynamics of building-soil interaction, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **63**, 9-48.
- Jennings, P.C. and J.H. Kuroiwa (1968). Vibration and soil-structure interaction tests of a nine-story reinforced concrete building, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **58**, 891-916.
- Jongmans, D., K. Pitilakis, D. Demanet, D. Raptakis, J. Riepl, C. Horrent, G. Tsokas, K. Lontzetidis and P.-Y. Bard (1998). EURO-SEISTEST: Determination of the geological structure of the Volvi basin and validation of the basin response, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **88**, 473-487.
- Kanamori, H., J. Mori, D.L. Anderson, and T.H. Heaton (1991). Seismic excitation by the space shuttle Columbia, *Nature*, **349**, 781-782.
- Kausel, E. (1974). Forced vibrations of circular foundations on layered media, *MIT*, Research Rep. R77-3.
- Kawase, H. and K. Aki (1989). A study on the response of a soft soil basin for incident S, P and Rayleigh waves with special reference to the long duration observed in Mexico City, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **79**, 1361-1382.

- Kennett, B.L.N. (1974). Reflections, ray and reverberations, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **64**, 1685-1696.
- Kitada, Y., M. Kinoshita, M. Iguchi and N. Fukuwa (1999). Soil-structure interaction effect on an Npp reactor building. Activities of Nupec: achievements and the current status, in *Proc. UJNR workshop on Soil-Structure Interaction*, M. Celebi and I. Okawa Editors, September 22-23, 1998, Menlo Park, California, paper no 18.
- Konno, K. and T. Ohmachi (1998). Ground-motion characteristics estimated from spectral ratio between horizontal and vertical components of microtremor, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **88**(1), 228-241.
- Lamb, H. (1904). On the propagation of tremors over the surface of an elastic solid, *Philosophical transactions of the Royal Society*, **A-203**, 1-42.
- Lebrun, B. (1997). Les effets de site. Etude expérimentale et simulation de trois configurations, *Thèse de Doctorat*, Université J. Fourier, Grenoble, 209 pages.
- Lee, V.W. (1979). Investigation of three-dimensional soil-structure interaction, *Dept of Civil Engng., Report No. CE 79-11*, Univ. of Southern California, Los Angeles, California.
- Lee, V.W., M.D. Trifunac and C.C. Feng (1982). Effects of foundation size on Fourier spectrum amplitudes of earthquake accelerations recorded in buildings, *Soil Dynamics and Earthquake Engng.*, **1**(2), 52-58.
- Levander, A. R. and N.R. Hill (1985). P-SV resonances in irregular low-velocity surface layers, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **75**, 847-864.
- Liou, G.-S. and P.-H. Huang (1994). Effect of flexibility on impedance functions for circular foundations, *J. Engrg. Mech., ASCE*, **120**(7), 1429-1446.
- Lomnitz, C. (1990). Mexico 1985: the case for gravity waves, *Geophys. J. Int.*, **102**, 569-572.
- Luco, J.E. (1969). Dynamic interaction of shear wall with the soil, *J. Engrg. Mechanics Div., ASCE*, **95**, 333-346.
- Luco, J.E. and R.A. Westmann (1971). Dynamic response of circular footing, *J. Engrg. Mechanics Div., ASCE*, **97**, No EM 5, 1381.
- Luco, J.E. and L.A. Contesse (1973). Dynamic structure-soil-structure interaction, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **63**, 1289-1303.

- Luco, J.E. (1974). Impedance functions for a rigid foundation on a layered medium, *Nuclear Engineering and Design*, **31**, 204-217.
- Luco, E. and R.J. Apsel (1983). On the Green's functions for a layered half-space, part 1, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **73**, 909-929.
- Luco, E., M.D. Trifunac and H.L. Wong (1987). On the apparent change in dynamic behavior of a nine-story reinforced concrete building, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **77**, 1961-1983.
- Lysmer, J. (1965). Vertical motions of rigid footings, *Ph.D. Thesis*, University of Michigan, Ann Arbor.
- McCalden, P.B. (1969). Transmission of steady state vibrations between circular footings, *Ph.D. Thesis*, University of California at Los Angeles.
- Manos, G.C., M. Demosthenous, M. Triamataki, B. Yasin and P. Skalkos (1995). Construction and instrumentation of a 5 storey masonry infilled RC building at the Volvi-Thessaloniki Euro-Seistest site. Correlation of measured and numerically predicted dynamic properties, in *Proc. of the Third International Conference on Earthquake Engineering*, Amman, **2**, 857-866.
- Mateos, J.L., J. Flores, O. Novaro, T.H. Seligman and J.M. Alvarez-Tostado (1993). Resonant response models for the valley of Mexico-II. The trapping of horizontal P waves, *Geophys. J. Int.*, **113**, 449-462.
- Max, J. (1985). *Méthodes et techniques de traitement du signal et applications aux mesures physiques*, 4^{me} édition, **Tome 1**, Masson Editions, 352 pages.
- Meli, R., E. Faccioli, D. Murià-Vila, R. Quaas and R. Paolucci (1998). A study of site effects and seismic response of an instrumented building in Mexico City, *J. Earthq. Engng.*, **2**(1), 89-111.
- Merrit, R.G. and G.W. Housner (1954). Effect of foundation compliance on earthquake stresses in multistory buildings, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **44**(4), 551-559.
- Modaressi, H. and I. Benzenati (1992). An absorbing boundary element for dynamic analysis of two-phase media, in *16th World Conf. on Earthq. Engng.*, Madrid, 1157-1163.
- Moslem, K. and M.D. Trifunac (1987). Spectral amplitudes of strong earthquake accelerations recorded in buildings, *Soil Dynamics and Earthquake Engng.*, **6**(2), 100-107.

- Mouroux, P., P. Masure et C. Martin (1999). Le projet RADIUS - Application à la ville d'Addis Abeba, in *5^{ème} Colloque National de l'Association Française de Génie Parasismique*, Cachan (France), 19-21 Octobre, **I**, 315-322.
- Muria-Vila, D., L. Alcantara Nolasco, L.E. Perez-Rocha, R. Duran Hernandez, A. Tena Colunga, M.A. Macias Castillo, R. Vazquez Aguilar and S. Maldonado Caballero (1997). Edificios instrumentados, *Ingenieria Civil*, **343**, 7-30. *in spanish*
- Muria-Vila, D. and S. Moreno Rubin de Celis (1993). Identificación de las propiedades dinámicas mediante vibración ambiental. El edificio Jalapa, *Proc. X Congreso nacional Ingeniería sísmica*, Mexico, 446-454. *in spanish*
- Novak, M. (1970). Prediction of footing vibrations, *J. Soil Mech. and Found. Div.*, A.S.C.E., **Vol. 96**, SM3.
- Paolucci, R. (1993). Soil-structure interaction effects on an instrumented building in Mexico City, *European Earthquake Engineering*, **3**, 33-44.
- Pecker, A. (1984). *Dynamique des sols*, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris.
- Quaas, R. and D. Almora (1993). Instrumentación sísmica del edificio Jalapa, *Proc. X Congreso nacional Ingeniería sísmica*, Mexico, 102-109. *in spanish*
- Reissner, E. (1936). Stationäre, axialsymmetrische, durch eine schüttelnde Masse erregte Schwingungen eines homogenen elastischen Halbraumes, *Ing. Arch.*, **7**, 381.
- Richart, F.E. and R.V. Whitman (1967). Comparison of footing vibrations tests with theory, *J. Soil Mech.*, Fdn. Engng. Div.
- Romo, M.P. and G. Auvinet (1992). Seismic behavior of foundations on cohesive soft soils, in *Recent advances in earthquake engineering and structural dynamics*, V. Davidovici Editor, Ouest Editions, Nantes.
- Rosenblueth, E. (1986). The Mexican earthquake: a first hand report, *Civil Engng.*, *ASCE*, New-York, 38-40.
- Sanchez-Sesma, F.J., F.J. Chávez-García and M.A. Bravo (1988). Seismic response of a class of alluvial valleys, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **78**, 83-95.
- Sanchez-Sesma, F.J., L.E. Perez-Rocha and S. Chavez-Perez (1989). Diffraction of elastic waves by three-dimensional surface irregularities, Part II, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **79**, 101-112.

- Sanchez-Sesma, F.J., L.E. Perez-Rocha and E. Reinoso (1993). Ground motion in Mexico City during the April 25, 1989, Guerrero earthquake, *Tectonophysics*, **218**, 127-140.
- Seed, H.B., M.P. Romo, J.I. Sun, A. Jaime and J. Lysmer (1988). Relationship between soil conditions and earthquake ground motions, *Earthquake Spectra*, **4**, 687-729.
- Semblat, J.F. (1997). Rheological interpretation of Rayleigh damping, *Journal of Sound and Vibration*, **206**(5), 741-744.
- Semblat, J.F. and M.P. Luong (1998). Wave propagation through soils in centrifuge testing, *Journal of Earthquake engineering*, **2**(1), 147-171.
- Semblat, J.F. (1998). Amortissement et dispersion des ondes : points de vue physique et numérique, *Revue Française de Génie Civil*, **2**(1), 91-111.
- Semblat, J.F., A.M. Duval et P. Dangla (1999). Amplification du mouvement sismique : effets de site dans le centre de Nice, *Revue Française de Génie Civil*, **3**(1), 57-75.
- Semblat, J.F. and J.J. Briost (2000). Efficiency of higher order finite elements for the analysis of seismic wave propagation, *Journal of Sound and Vibration*, **231**(2), 460-467.
- Sezawa, K. and K. Kanai (1935). Decay in seismic vibration of a simple or tall building structure by dissipation of their energy into the ground, *Bull. Earthq. Res. Inst.*, **XIII**, Part 3, 681-697.
- Shapiro, N.M., K.B. Olsen and S.K. Singh (2000). Origin of extended ground motion duration in the Mexico City valley for subduction zone earthquakes, in *Proc. XXV General Assembly of the European Geophysical Society*, 25-29 April, Nice, France, session SE22.3.
- Sieffert, J.-G. and F. Cevaer (1992). *Handbook of impedance functions, surface foundations*, Ouest Éditions, Presses Académiques, France, 173 pages.
- Singh, S.K. and M. Ordaz (1993). On the origin of long coda observed in the lake-bed strong-motion records of Mexico City, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **83**, 1298-1306.
- Singh, S.K., E. Mena and R. Castro (1988). Some aspects of source characteristics of the 19 September 1985 Michoacan earthquake and ground motion amplification in and near Mexico City from strong motion data, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **78**, 451-477.
- Stewart, J.P., R.B. Seed and G.L. Fenves (1998). Empirical evaluation of inertial soil-structure interaction effects, *Report N PEER-98/07*, Pacific earthquake engng. research center, Univ. of Berkeley, California.

- Stewart, J.P., G.L. Fenves and R.B. Seed (1999a). Seismic soil-structure interaction in buildings. I: Analytical methods, *Journal of geotechnical and geoenvironmental engng.*, *ASCE*, **125**(1), 26-37.
- Stewart, J.P., G.L. Fenves and R.B. Seed (1999b). Seismic soil-structure interaction in buildings. II: Empirical findings, *J. Geotech. Geoenv. Engng.*, *ASCE*, **125**(1), 38-48.
- Tassoulas, J.L. (1984). An investigation of the effect of rigid sidewalls on the response of embedded circular foundations to obliquely-incident SV and P waves, *Dynamic Soil-Structure Interaction*, A.A. Balkema, 55-63.
- Todorovska, M.I. and M.D. Trifunac (1992). The system damping, the system frequency and the system response peak amplitudes during in-plane building-soil interaction, *Earthq. Engng. Struct. Dyn.*, **21**, 127-144.
- Trifunac, M.D. (1972). Interaction of a shear wall with the soil for incident plane SH waves, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **62**, 63-83.
- Trifunac, M.D., S.S. Ivanovic, M.I. Todorovska, E.I. Novikova and A.A. Gladkov (1999). Experimental evidence for flexibility of a building foundation supported by concrete friction piles, *Soil Dynamics and Earthquake Engng.*, **18**, 169-187.
- UBC88 (1988). *Uniform Building Code 88*, International Conference of Building Officials, California.
- Veletsos, A.S. and Y.T. Wei (1971). Lateral and rocking vibration footings, *J. Soil Mech. Found. Div.*, *ASCE*, **97**, 1227-1248.
- Veletsos, A.S. and V.V. Nair (1975). Seismic interaction of structures on hysteretic foundations, *J. Struct. Engng.*, *ASCE*, **101**(1), 109-129.
- Warburton, G.B., J.D. Richardson and J.J. Webster (1971). Forced vibration of two masses on an elastic half space, *J. Appl. Mech.*, *A.S.M.E.*, **38**, 148-156.
- Wirgin, A. and P.-Y. Bard (1996). Effects of buildings on the duration and amplitude of ground motion in Mexico city, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **86**, 914-920.
- Wirgin, A. (1988). Love waves in a slab with rough boundaries, in *Recent Developments in Surface Acoustic waves*, D.F. Parker and G.A. Maugin (Eds), Springer (Series on Wave Phenomena), Berlin, 145-155.
- Wirgin, A. (1989). Amplification résonante du tremblement d'une chaîne de montagnes cylindriques soumise à une onde SH, *C. R. Acad. Sci. Paris II*, **311**, 651-655.

- Wolf, J.P. (1985). *Dynamic soil-structure interaction*, Prentice Hall Inc, Englewood Cliffs, NJ.
- Wong, H.L. and M.D. Trifunac (1975). Two-dimensional, antiplane, building-soil-building interaction for two or more buildings and for incident plane SH waves, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **65**, 1863-1885.
- Wong, H.L., M.D. Trifunac and B. Westermo (1977). Effects of surface and subsurface irregularities on the amplitudes of monochromatic waves, *Bull. Seism. Soc. Am.*, **67**, 353-368.
- Yun, C.-B., J.-S. Choi and J.-M. Kim (1999). Identification of the Hualien soil-structure interaction system, *Soil Dynamics and Earthquake Engng.*, **18**(6), 395-408.

**Thèse de Doctorat de l'Université
Joseph Fourier - Grenoble I**

Titre de l'ouvrage :

**Interaction sismique entre le sol et le bâti: de
l'Interaction Sol-Structure à l'Interaction
Site-Ville.**

Auteur :

Philippe GUEGUEN

Etablissement :

**Observatoire de Grenoble
Laboratoire de Géophysique Interne
et Tectonophysique**

Résumé : Depuis 1985, plusieurs études ont été menées pour interpréter les mouvements sismiques enregistrés sur la zone lacustre de Mexico. Tandis que la plupart des modèles a permis d'expliquer les amplifications importantes provoquées par la nature sol, aucun ne propose d'explications complètement satisfaisantes pour comprendre l'allongement et les battements monochromatiques du mouvement du sol, observés sur cette zone. Une particularité commune à ces études est qu'elles ne tiennent pas compte de l'environnement urbain et des couplages pouvant exister entre le bâti et le sol: d'où l'intérêt d'étudier l'effet inertiel de la ville sur le mouvement du sol.

Une expérience a d'abord été menée pour mesurer le mouvement du sol causé par la vibration d'une structure. Cette expérience a révélé qu'une partie de l'énergie de vibration de la structure était relâchée dans le sol sous forme d'ondes sismiques. Une approche semi-analytique a ensuite été développée pour reproduire le comportement du système sol-structure et le mouvement du sol provoqué par le bâtiment.

Nous l'avons appliquée à une configuration urbaine réelle: la zone Roma Norte, située sur la zone lacustre de Mexico. L'analyse de l'interaction simple site-ville a montré que son effet n'était pas négligeable: elle génère un mouvement du sol du même ordre de grandeur que le mouvement sismique incident. Une étude paramétrique a montré que l'importance de l'effet site-ville dépendait de la densité urbaine, du critère de résonance et du rapport des rigidités entre le bâti et le sol. Basée sur des considérations énergétiques, une relation analytique simple a également été proposée, pour connaître la potentialité de l'interaction site-ville, sur un modèle urbain quelconque.

L'interaction multiple entre structures a finalement été abordée par l'utilisation de la méthode des éléments finis.

Les effets cumulés des interactions simples et multiples nous confirment ainsi que la ville peut modifier la distribution de l'aléa.

Mots Clefs : Interaction sol-structure, interaction site-ville, risque sismique, milieu urbain, Mexico.